

**WERKSTOFFMODELL ZUR BERECHNUNG
VON TEMPERATURSPANNUNGEN
IN MASSIGEN BETONBAUTEILEN IM JUNGEN ALTER**

Vom Fachbereich für Bauingenieur- und Vermessungswesen
der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina
zu Braunschweig

zur Erlangung des Grades eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.)

genehmigte

D i s s e r t a t i o n

von

Martin Laube
aus Vechta



Eingereicht am: 01.03.1990
Mündliche Prüfung am: 03.05.1990
Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. F. S. Rostásy
Berichterstatter: Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E. h. H. Duddeck

1990

Vorwort

Die vorliegende Arbeit entstand während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig. Die Mittel zur Durchführung der Versuche wurden in dankenswerter Weise von der Deutschen Forschungsgemeinschaft im Rahmen einer Sachbeihilfe zur Verfügung gestellt.

Ermöglicht wurde diese Arbeit durch Herrn Prof. Dr.-Ing. F.S. Rostásy, dessen besonderes wissenschaftliches Interesse seit langem der hier behandelten Thematik gilt sowie andererseits durch meine Familie, die mir stets durch Geduld und Verständnis half. Herr Prof. Rostásy hat durch sein Engagement für die Sache und durch seine unermüdliche Diskussionsbereitschaft die Entstehung der Arbeit nachhaltig gefördert. Ihm gilt mein besonderer Dank.

Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. H. Duddeck, der den Bericht übernahm, danke ich für seine Unterstützung. Herrn Prof. Dr.-Ing. H. Falkner danke ich für die Übernahme des Prüfungsvorsitzes und Herrn Prof. Dr.-Ing. K. Hering für die Beteiligung an der Prüfung.

Bei allen Mitarbeitern des Instituts für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz möchte ich mich für die jederzeit gute Zusammenarbeit bedanken. Dieser Dank gilt insbesondere Herrn K.-H. Sprenger für seine Mitarbeit bei der Lösung aller Versuchs- und meßtechnischen Probleme, Herrn M. Pankalla für die gewissenhafte Durchführung der Versuche, Herrn G. Bröring für programmtechnische Unterstützung, Frau U. Ermgassen für die Mitwirkung bei der graphischen Darstellung sowie Frau S. Harig für das Schreiben des Manuskriptes.

Braunschweig, im Mai 1990

Martin Laube

Inhalt

1.	EINLEITUNG	1
1.1	Problemstellung und Ziel der Arbeit	1
1.2	Inhaltliche Übersicht der Arbeit	3
2.	HYDRATATIONSPROZESS	5
2.1	Vorbemerkungen	5
2.2	Die Hauptbestandteile der Zemente	5
2.3	Die chemisch-physikalische Zementhydratation	8
2.4	Der exotherme Prozeß der Hydratation	10
2.5	Die empirische Erfassung des Hydratationsfortschritts	13
2.5.1	Definitionen des Hydratationsgrades und Meßmethoden	13
2.5.2	Gebräuchliche Formeln des Hydratationsgrades	16
2.6	Einflußfaktoren auf den Hydratationsablauf im Beton	17
3.	MIKROSTRUKTURELLES MODELL ZUR BESCHREIBUNG DER BETON- ERHÄRTUNG	23
3.1	Modellgrundlagen	23
3.2	Analytische Beschreibung der Hydratation von monodisperser und polydisperser Zementstruktur	25
3.3	Einfluß der Gelstruktur auf die Festigkeit	28
3.4	Zusammenfassung	31
4.	KOPPELUNG VON HYDRATATIONSFORTSCHRITT UND PROZESSTEMPERA- TUR	32
4.1	Vorbemerkungen	32
4.2	Exemplarische Beschreibung der Wärmeentwicklung und des Temperaturverlaufs im Bauteil	32
4.3	Fourier-Differentialgleichung der Wärmeleitung	34
4.4	Geschwindigkeit und Transformation von Prozessen	34
4.5	Reifefunktionen und Zeittransformationen	36
4.5.1	Reifefunktion nach Nurse/Saul	36
4.5.2	Reifefunktion nach Van't Hoff/Rastrup	37
4.5.3	Reifefunktion nach Arrhenius/Freiesleben/Pedersen	38
4.6	Vergleich und Auswahl der Reifefunktion	40
4.7	Kopplung von adiabatischer Prozeßtemperatur, isothermer Grundfunktion und Wärmeentwicklungsprozeß im Bauteil	43

4.8	Zusammenfassung	46
5.	GEKOPPELTE BERECHNUNG VON TEMPERATUR- UND ERHÄRTUNGS- FELDERN	47
5.1	Grundlegende Zusammenhänge der Temperaturfeldberechnung	47
5.2	Arten der Wärmeübertragung	49
5.2.1	Wärmeleitung	52
5.2.2	Wärmeübergangsbedingungen	55
5.3	Wärmekapazität	58
5.4	Wärmeentwicklung	59
5.5	Zusammenfassung	61
6.	WERKSTOFFVERHALTEN DES JUNGEN BETONS, KENNTNISSTAND	62
6.1	Vorbemerkungen	62
6.2	Festigkeitseigenschaften	62
6.2.1	Druckfestigkeit	62
6.2.2	Zugfestigkeit	67
6.3	Verformungseigenschaften	69
6.3.1	Spannungs-Dehnungsbeziehungen	69
6.3.2	Zugbruchdehnung	73
6.3.3	Druckelastizitätsmodul	75
6.3.4	Kriechen und Relaxation	77
6.3.5	Lastunabhängige Verformungen	80
6.3.5.1	Temperaturverformung	80
6.3.5.2	Temperaturunabhängige Verformungen	80
6.4	Zusammenfassung und offene Probleme	82
7.	EIGENE VERSUCHE	84
7.1	Ziele und Übersicht	84
7.1.1	Vorbemerkung	84
7.1.2	Überblick über die Versuche	84
7.2	Versuchsdurchführung	87
7.2.1	Versuchsbetone	87
7.2.2	Versuche zur adiabatischen Wärmeentwicklung TA	88
7.2.3	Temperaturversuche TW an Wandausschnitten	91
7.2.4	Zentrische Zugversuche Z	92
7.2.5	Zugrelaxationsversuche ZR und Tastversuche zum Zug- kriechen ZKR	97

7.2.6	Kerbzugversuche ZK	98
7.2.6.1	Studium der Rißprozesse mit Hilfe der Laser-Speckle-Photographie	101
7.2.6.2	Laserinterferometrische Vermessung der Rißprozeßzone mit dem ESPI-Verfahren	104
7.2.7	Eigenspannungsversuche an Wandausschnitten EW	107
7.3	Versuchsergebnisse	110
7.3.1	Adiabatische Temperaturentwicklung unterschiedlicher Betone TA	110
7.3.2	Temperaturfelder in Wandausschnitten TW	112
7.3.3	Ergebnisse der axialen Zugversuche Z	114
7.3.3.1	Temperaturen und lastunabhängige Verformungen	114
7.3.3.2	Spannungs-Dehnungsbeziehung	115
7.3.3.3	Entwicklung der Festigkeitskennwerte	120
7.3.3.4	Betonquerdehnungen	121
7.3.3.5	Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls	122
7.3.3.6	Entwicklung der Bruchdehnung	123
7.3.4	Ergebnisse der Relaxations- und Kriechversuche ZR und ZKR	124
7.3.4.1	Einfluß des Betonalters und des Beanspruchungsgrades auf das Relaxations- und Kriechvermögen	124
7.3.4.2	Einfluß von Kriechen und Relaxation auf die Restzugfestigkeit	127
7.3.5	Ergebnisse der Kerbzugversuche ZK	127
7.3.5.1	Verformungsverteilung im Rißquerschnitt	127
7.3.5.2	Messung der Ganzfeldverformung im Rißquerschnitt mit der Laser-Speckle-Photographie und dem ESPI-Verfahren	129
7.3.5.3	Zusammenhang zwischen Verformung und übertragbarer Zugspannung	133
7.3.5.4	Einfluß der Dehngeschwindigkeit und des Betonalters auf das Verformungsverhalten	134
7.3.6	Ergebnisse der Eigenspannungsversuche EW	137
7.3.6.1	Temperaturverteilung	138
7.3.6.2	Betondehnungen	139
7.3.6.3	Rißbildung	141
7.3.6.4	Zugbeanspruchung, Rißspannung, mutmaßliche Querschnittsreduktion und Kraft-Verformungsverhalten im Zugversuch	145
7.4	Zusammenfassung	148

- IV -

8.	WERKSTOFFMODELL FÜR JUNGEN BETON	149
8.1	Vorbemerkungen	149
8.2	Ableitung des Hydratationsfortschrittes aus adiabatischen Temperaturmessungen	149
8.3	Beschreibung der Festigkeit und Steifigkeit des jungen Betons	152
8.3.1	Festigkeitsentwicklung unter einaxialer Beanspruchung	153
8.3.1.1	Abhängigkeit der Zugfestigkeit vom Hydratationsgrad	153
8.3.1.2	Abhängigkeit der Druckfestigkeit vom Hydratationsgrad	156
8.3.1.3	Einfluß hoher Temperaturen auf die Druckfestigkeit	158
8.3.1.4	Abhängigkeit des Zugelastizitätsmoduls vom Hydratations- grad und von der Zugfestigkeit	159
8.3.1.5	Vergleich der Ansätze der Festigkeitskennwerte	161
8.4	Beschreibung des Kriechens	162
8.4.1	Vorbemerkung	162
8.4.2	Die Verformungskomponenten des Kriechens	163
8.4.3	Funktionale Beschreibung des Kriechens	167
8.5	Beschreibung der Relaxation	171
8.5.1	Vorbemerkung	171
8.5.2	Funktionelle Beschreibung der Relaxation	173
8.6	Verifizierung der gewählten Ansätze, Parameter- bestimmung	173
8.6.1	Rechnerischer Vergleich der gemessenen Kriechver- formungen	178
8.7	Spannungs-Dehnungslinie des gezogenen Betons	179
8.7.1	Struktur und Tragmodelle	179
8.7.2	Entwicklung der Zugbruchdehnung	182
8.7.3	Beschreibung der vollständigen σ - ϵ -Linie	185
8.7.4	Ermittlung der Bruchenergie aus der Rißöffnungsfunktion ...	195
8.8	Zusammenfassung und weiteres Vorgehen	197
9.	BERECHNUNG VON TEMPERATURSPANNUNGEN AN VERSUCHSKÖRPERN UND REALEN BAUTEILEN	199
9.1	Vorgehensweise	199
9.2	Berechnung der Felder der Bauteiltemperatur und des Hydra- tationsgrades	199
9.2.1	Das Rechenprogramm	199

9.2.2	Berechnung von Temperaturen und Hydratationsgraden im Bauteil und deren weitere Verwendung	200
9.3	Modell zur Berechnung von Temperaturspannungen	205
9.3.1	Vorbemerkungen	205
9.3.2	Einachsige Spannungsantwort eines ungerissenen Zugstabs unter dehngesteuerter Beanspruchung	206
9.3.3	Spannungen im axial gezwängten Stab	209
9.4	Berechnung von Eigenspannungen bei eindimensionalem Temperaturfeld	215
9.4.1	Lamellenmodell zur Eigenspannungsberechnung	215
9.4.2	Voraussetzungen und Berechnungsweg	217
9.4.3	Vergleich der rechnerischen Eigenspannungen und Ribbildung mit den Ergebnissen der Eigenspannungsversuche	220
9.4.4	Parameterstudie der Eigen- und Zwangspannungen bei unterschiedlichen Erhärtingsbedingungen	225
10.	ZUSAMMENFASUNG UND SCHLUSSBEMERKUNG	234
11.	LITERATUR	239

- VI -

Bezeichnungen *

Werkstoff

a	Ausbreitmaß, Rißabstand
E	Elastizitätsmodul
F	Kraft
G	Bruchenergie, Geldichte
g	Zuschlag
J	Nachgiebigkeit
M	Verformungsmodul
R	Festigkeit
r	Rißtiefe
V	Verformung
v	Geschwindigkeit, Verschiebung
w	Rißbreite
w/z	Wasserzementfaktor
z	Zement
α	Völligkeitsgrad
β	Festigkeit
γ	Festigkeitsfaktor
δ	Verschiebung
ϵ	Dehnung
$\dot{\epsilon}$	Dehngeschwindigkeit
μ	Querdehnungszahl
ρ	Rohdichte
σ	Spannung
$\dot{\sigma}$	Spannungszunahmegeschwindigkeit
φ	Kriechzahl
ψ	Relaxationszahl

Allgemeines

<u>N</u>	Formvektor
<u>I</u>	Temperaturvektor
t	Zeit, Betonalter
t'	Belastungsbeginn
var	variabel
τ	Betonalter
∂	partielle Ableitung

Abmessungen

A	Fläche
a	Abstand
d	Dicke
F	Brennweite
l	Länge
M	Abbildungsmaßstab, Verformungsmodul
O	Oberfläche
s	Länge
V	Volumen
x,y,z	Raumkoordinaten
z	Objektabstand
Δu	Streifenabstand
η, ξ	Ortskoordinaten
λ	Wellenlänge
φ	Beugungswinkel

Kennwerte für Hydratation, Wärme, Feuchte

c	spezifische Wärme, Austauschzahl
E	Aktivierungsenergie
k	Wärmedurchgangskoeffizient
m	Hydratationsgrad
p	Prozeßfaktor
Q	Wärmemenge, Aktivierungsenergie
q	differenzielle Wärmemenge, Energie
R	allgemeine Gaskonstante
r.F.	relative Feuchte
T	Temperatur
α	Wärmeübergangszahl
ΔT	Temperaturerhöhung
λ	Wärmeleitzahl
Φ	Wärmestrom

Parameter

a,b,c,d,e	konstante Faktoren
k,k'	Geschwindigkeitsfaktor
p	konstanter Parameter

- VIII -

r	Vervielfachungsfaktor
t_b	Geschwindigkeitsfaktor
α	konstanter Parameter
τ_k	konstanter Parameter

Indizes

a	Anfang, Dicke
ad	adiabatisch
b	Beton
C	Zylinder
D	Druck
E	Eigenspannung, E-Modul
e	Entschalen
el	elastisch
F	Fluid
f	Fraktur, fließen
f_{gr}	Grundfließen
f_{tr}	Trocknungsfließen
g	Zuschlag
ges	gesamt
i	Laufindex
K	absolute Temperatur
KP	Kapillarporen
k	Wärmeübergang, Kriechen
L	Luft
l	längs
m	Mittel, Matrix
max	maximal
min	minimal
o	Oberfläche
p,u	Bruch
pr	Prozeßzone
q	quer
R,r	Rißprozeßzone, Relaxation
R	Rastrup
r	Riß, Rand
S	Schwinden
S	Saul

- IX -

SZ	Spaltzug
s	Strahlung
T	Temperatur
t	Zeit
u	Umgebung
v	verzögert
vis	viskos
w	wirksam
x,y,z	Koordinaten
Z,z	Zement, Zug
ϵ	Dehnung
0	Anfang
1,2,n	Zähler

* soweit im Text nicht nur einmal verwendet und dort erklärt

1. EINLEITUNG

1.1 Problemstellung und Ziel der Arbeit

Das Erhärten des Zements im Beton ist ein exothermer Prozeß, bei dem Energie in Form von Hydratationswärme infolge der chemischen Reaktion der Zementmineralien mit dem Anmachwasser freigesetzt wird. Bei Bauteilen mit geringen Abmessungen kann die Hydratationswärme unmittelbar nach ihrer Entstehung aus dem Beton abfließen, ohne eine merkliche Temperaturerhöhung zu verursachen. Der Wärmeabfluß verzögert sich jedoch bei dicken, insbesondere bei massigen Betonbauteilen. Die damit verbundenen Temperaturänderungen wirken sich häufig nachteilig auf das Bauwerk aus. Als Folge dieses Prozesses entstehen Temperaturdehnungen. Werden diese in Verbindung mit einer beschleunigten Steifigkeitsentwicklung des Betons behindert, so führt dies zu Eigen- und Zwangspannungen. Die Größe der Spannungen ist abhängig von den zeit- und ortsveränderlichen Temperaturdifferenzen, vom Temperatúrausdehnungskoeffizienten, vom Elastizitätsmodul und dem Relaxationsvermögen des jungen Betons sowie von der Steifigkeit des jungen Betons und desjenigen der behindernden Bauteile. Erreicht die auftretende Zugspannung die noch niedrige Betonzugfestigkeit, kommt es im frühen Alter zur Rißbildung.

Eigenspannungsrisse entstehen in massigen Bauteilen durch zeitlich veränderliche Temperaturunterschiede über dem Querschnitt. Sie treten in der Regel früh auf und schließen sich nach dem Temperatúrausgleich weitgehend wieder. Durch Eigenspannungen erzeugte Risse werden häufig auch als Oberflächenrisse bezeichnet, weil die Einrißtiefe i.a. nur wenige Zentimeter beträgt. Die Gebrauchsfähigkeit und Dauerhaftigkeit eines Bauwerks werden durch Eigenspannungsrisse nicht gefährdet. Eigenspannungen können jedoch zu einer Vorschädigung des Betonquerschnitts führen.

Zwangrisse sind die Folge einer behinderten Verformung des Betonbauteils als Ganzes während der Abkühlphase. Obwohl es sich um bleibende Trennrisse handelt, sind sie i.d.R. ohne Nachteil für die Standsicherheit des Bauwerks. Sie können jedoch das Aussehen, die Gebrauchsfähigkeit, die Wasserundurchlässigkeit und die Dauerhaftigkeit eines Bauteils beeinträchtigen.

Die Forschung hat in den vergangenen Jahrzehnten große Anstrengungen unternommen, um den Mechanismus der Zwangrißbildung in Stahlbetonbauteilen zu klären und der Praxis Methoden zur Rißkontrolle zur Verfügung zu stellen. Die Ergebnisse der bisherigen Forschung sind zum Teil in Normen eingeflossen.

Zur Rißvermeidung bzw. zur Rißkontrolle wendet die Praxis betontechnologische, ausführungs- und konstruktionsbezogene Maßnahmen an. Die Maßnahmenpalette reicht von der Verwendung von Zementen mit niedriger Wärmetönung über die Kontrolle der Wärmeentwicklung mit Hilfe von Innenkühlung bis hin zur Unterteilung des Bauwerks durch Fugen in einzelne Bauabschnitte. Alle diese baupraktischen Maßnahmen beruhen weitgehend auf Erfahrung und können die Wahrscheinlichkeit des Auftretens von Rissen verkleinern. Über ihre Wirksamkeit kann jedoch keine zuverlässige Aussage getroffen werden.

Beobachtungen in der Praxis zeigen, daß Zwangrisse früh entstehen, Stunden bis Tage nach dem Ausschalen eines verformungsbehinderten Betonbauteils. In dieser Zeit unterliegen die mechanischen Eigenschaften des jungen Betons starken Veränderungen. Der Übergang vom viskosen Stoff mit großer Verformbarkeit und geringer Festigkeit zu einem festen viskoelastischen Stoff vollzieht sich rd. 6 - 12 Stunden nach der Herstellung. Nach anfänglich großer Verformbarkeit entwickeln sich die mechanischen Eigenschaften. Festigkeit, Elastizität und Bruchdehnung nehmen zu, Kriech- und Relaxationsvermögen nehmen ab.

Die Berechnung der zwangrißerzeugenden Spannungen erweist sich wegen der altersabhängigen mechanischen Eigenschaften des jungen Betons als schwierig. Bisher existiert kein Werkstoffgesetz mit dem sich das Werkstoffverhalten des jungen Betons realitätsnah und umfassend beschreiben läßt. Es konnten dafür bisher nur Ansätze entwickelt werden /19,43,91/. Diese Untersuchungen haben gezeigt, daß das mechanische Verhalten eines jungen Betons als Funktion seines Alters und seiner Erhärtingsbedingungen betrachtet werden kann. Es hat sich gezeigt, daß bei massigen Bauteilen die Werkstoffkennwerte des Betons im wesentlichen vom Hydratationsgrad abhängen, er steuert die wesentlichen mechanischen Eigenschaften als universelle Zustandsvariable.

Ziel dieser Arbeit ist es, auf der Basis experimenteller Untersuchungen ein Werkstoffmodell für den jungen Beton zu entwickeln. Kernpunkt des Modells ist die Formulierung der Erhärtungsreaktion und der Werkstoffeigenschaften in Abhängigkeit vom Hydratationsfortschritt unter Berücksichtigung der Temperaturentwicklung in massigen Bauteilen während der Erhärtungsphase.

Dieses theoretische Berechnungsmodell bildet in Verbindung mit Laborversuchen zur Bestimmung der einzelnen Werkstoffparameter für verschiedene Betonzusammensetzungen die Grundlage für eine Spannungs- und Verformungsberechnung des jungen Betons. Dem konstruierenden Ingenieur soll damit ein Instrumentarium an die Hand gegeben werden, mit dem er bereits in der Planungsphase die Rißgefahr eines Betonbauteils zuverlässig beurteilen kann.

1.2 Inhaltliche Übersicht der Arbeit

Zu Beginn der Arbeit werden die Grundlagen der Zementhydratation und die experimentelle Erfassung des Hydratationsfortschrittes dargestellt. Außerdem werden gebräuchliche Formulierungen und Definitionen für den Hydratationsgrad angegeben. Anschließend werden Modelle der mikrostrukturellen Betonerhärtung vorgestellt.

In einem weiteren Abschnitt wird der thermodynamische Zusammenhang zwischen Hydratationsfortschritt und Prozeßtemperatur dargelegt. Dabei werden Reifefunktionen und Zeittransformationen sowie die Kopplung adiabatischer Prozeßtemperatur, isothermer Grundfunktion und Wärmeentwicklungsprozeß im Bauteil untersucht. Es folgt die Darstellung von Berechnungsmethoden der orts- und zeitveränderlichen Temperatur- und Erhärtungsfelder und deren Einflußgröße.

Im weiteren wird ein allgemeiner Überblick über den Kenntnisstand des Werkstoffverhaltens jungen Betons gegeben. Das Betrachtungsmodell für die eigenen Versuche ist die massive Wand, die durch Eigenspannungen beansprucht wird. Die Wand, eindimensional auskühlend und durch ebene Spannungen beansprucht, wird der Ermittlung von wirklichkeitsnahen Werkstoffgesetzen des jungen Betons zugrundegelegt. Hierbei wird vor allem das viskoelastische Verhalten und der Rißprozeß des jungen Betons in der durch Zugeigenspannungen beanspruchten Randzone der Wand modelliert.

- 4 -

Die Versuche zur adiabatischen und diabatischen Wärmeentwicklung sowie die Zug-, Zugrelaxations-, Zugkriech- und Kerbzugversuche sind Bausteine zur Formulierung des Werkstoffmodells für jungen Beton sowie zur Verifizierung von Temperatur- und Spannungsberechnungen an realen Bauteilstrukturen.

2. HYDRATATIONSPROZESS

2.1 Vorbemerkungen

Die chemische Reaktion (Hydratation) der Zementminerale mit dem Anmachwasser stellt einen sehr komplexen Prozeß dar. Der Beton wandelt sich dabei von einer verarbeitbaren plastischen Masse, dem Frischbeton, zum erhärteten Festbeton mit den für dessen Einsatz als Konstruktionsbaustoff erforderlichen Festkörpereigenschaften.

2.2 Die Hauptbestandteile der Zemente

Die im Bauwesen hauptsächlich verwendeten Zemente nach DIN 1164 bestehen aus Portlandzementklinker sowie ggf. aus Hüttensand und Traß. Tab. 2.1 enthält die Zusammensetzung der in der Bundesrepublik hergestellten Normzemente nach DIN 1164.

Bez.	PZ-Klinker	Hüttensand	Traß
PZ	96	-	-
EPZ	65	bis 35	-
HOZ	15-64	85-36	-
TrZ	60-80	-	40-20

Angaben in M.-%, ohne CaSO_4 -Anteil (Gips)

Tab. 2.1: Bestandteile der Normzemente /151/

Daneben gibt es noch einige bauaufsichtlich zugelassene Zemente (z.B. Flugaschezement, Traßhochofenzement, Ölschieferzement). Die Phasenzusammensetzung des PZ-Klinkers ist in Tab. 2.3 dargestellt.

Der Portlandzementklinker wird aus einem Rohstoffgemisch hergestellt, das Calciumoxid, Siliciumdioxid, Aluminiumoxid und Eisenoxid in bestimmten Anteilen enthält. Beim Erhitzen dieses Gemisches bis zum Sintern bilden sich neue Verbindungen, die sog. Klinkerminerale. Der PZ-Klinker, Hüttensand und Traß werden gemeinsam vermahlen. Der Gipszusatz dient zur Abbinderegulierung. Die Zusammensetzung der Zemente ist in Tab. 2.3 zusammengestellt.

Bestandteil	Normzemente				bauaufs. zugel. Zemente		
	PZ	EPZ	HOZ	TrZ	Traßhochofenzement**		Ölschiefer- zement
					50/15/35	25/25/50	
CaO	64	59	53	51	47	43	55
SiO ₂	20	22	25	21	24	26	20
Al ₂ O ₃ + TiO ₂ *	5	7	9	7	9	11	6
Fe ₂ O ₃	2,5	2	1,6	3	2,8	2	4
Mn ₂ O ₃	0,1	0,3	0,5	0,2	0,3	0,2	0,1
MgO	1,5	2,5	3,5	1,5	2,4	1,5	2
SO ₃	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	3,5	3

* TiO₂-Gehalt rd. 0,2 %

** Verhältnis PZ-Klinker/Traß/Hüttensand

Tab. 2.2: Mittlere chemische Zusammensetzung der Zemente in M.-% /105/

Klinkerphasen	Chemische Formel	Kurz- bezeich- nung	H M N	Gehalt in Gew.-%
Tricalciumsilicat	3 CaO · SiO ₂	C ₃ S		80 63 45
Dicalciumsilicat	2 CaO · SiO ₂	C ₂ S	H M N	32 16 0
Calciumaluminat- ferrit	2 CaO · (Al ₂ O ₃ , Fe ₂ O ₃)	C ₂ (A, F)	H M N	14 8 4
Tricalciumaluminat	3 CaO · Al ₂ O ₃	C ₃ A	H M N	15 11 7
freies CaO 1)	CaO		H M N	3 1 0,1
freies MgO	MgO		H M N	4,5 1,5 0,5

1) Chemisch-analytisch bestimmt

H = Höchst-, M = Mittel-, N = Niedrigstwert

Tab. 2.3: Phasenzusammensetzung des Zementklinkers errechnet aus der chemischen Zusammensetzung /151/

Zur Erzielung bestimmter Eigenschaften ist eine entsprechende chemische Zusammensetzung des Rohmehls und damit des PZ-Klinkers erforderlich. Der Spielraum für die Zusammensetzung des Rohmehls ist klein, er ist für die verschiedenen Zemente aus der Lage im Rankin-Diagramm (Abb. 2.1) abzulesen. Von großem Einfluß ist der Kalkgehalt. Wird er zu niedrig gewählt, so führt dies zu einem Abfall der Festigkeit. Wird er zu hoch eingestellt, so verursacht er Kalktreiben.

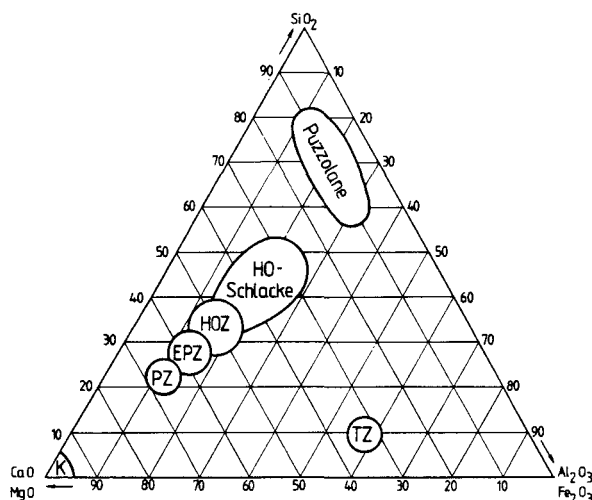


Abb. 2.1: Rankinsches Diagramm hydraulischer Bindemittel /99/

Der Hüttensand ist ein Abfallprodukt der Roheisenerzeugung. Flüssige Hochofenschlacke wird rasch abgekühlt und erstarrt dabei glasig zu Körnern, die granuliert werden. Hüttensand und Portlandzementklinker werden beim Eisenportland- und Hochofenzement gemeinsam feingemahlen. Diese Zemente werden auch als Hüttenzemente bezeichnet. Der Hüttensand besteht i. w. aus Calciumoxid, Kieselsäure und Tonerde. Er ist ein latent-hydraulischer Stoff, der - erst durch Kalkhydrat angeregt - zu erhärten vermag.

Traß ist eine vulkanische Asche. Diese besteht überwiegend aus glasig erstarrten Kieselsäure-Partikeln mit latent-hydraulischen Eigenschaften. Durch Mischung mit PZ-Klinker bzw. PZ-Klinker und Hüttensand erhält man Traß- bzw. Traßhochofenzement.

Flugasche ist der Verbrennungsrückstand von Kohlenstaub aus der Abgasreinigung in Kraftwerken. Sie besteht überwiegend aus feinkörnigen, glasigen Partikeln und ist ein künstliches Puzzolan. Ihr Glasanteil ist in der Lage, mit gelöstem Calciumhydroxid aus dem Zementklinker erhärtungsfähige Verbindungen zu bilden.

2.3 Die chemisch-physikalische Zementhydratation

Unter Zementhydratation wird der gesamte komplexe Prozeß der Reaktionen eines Zements mit Wasser verstanden. Die Klinkerminerale werden in wasserhaltige Verbindungen, auch als Hydratphasen oder CSH-Phasen bezeichnet, gewandelt. Die Reaktionsgeschwindigkeit der einzelnen Klinkerphasen ist sehr unterschiedlich.

Die Hydratation umfaßt die Phasen Erstarren und Erhärten des Zementsteins. In der Phase des Erstarrens geht der Zementleim kontinuierlich zum festen Stoff über und härtet weiter zum Festkörper aus. Die im Prinzip gleichartigen Prozesse, Erstarren und Erhärten, gehen fließend ineinander über.

Die Hydratation läßt sich schematisch, entsprechend Abb. 2.2 nach Richartz /99/, vereinfacht in drei Hydratationsstufen unterteilen.

- Stufe I

Ein Teil des Tricalciumaluminats (C_3A) geht in Lösung und reagiert mit dem gleichzeitig gelösten Calciumsulfat unter Bildung von Trisulfat (Ettringit). Diese kurze Reaktion von nur wenigen Minuten klingt schnell ab und setzt erst nach der Ruheperiode wieder ein. Ursache für die Ruheperiode ist der direkte Abschluß der Oberfläche des Zementpartikel durch eine dünne Haut von Hydratphasen: C_3A und C_4AF sind mit Trisulfathüllen bedeckt, C_3S und C_2S sind durch CSH-Phasen abgeschlossen.

Der Zementleim liegt in dieser Phase als Suspension von Zementkörnern in Wasser vor. Er besitzt keine meßbare Festigkeit und ist beliebig verformbar. Nach 1 - 4 Stunden tritt der Erstarrungsbeginn ein, und der Zementleim leistet gegen äußere Verformungen zunehmend Widerstand.

- Stufe II

Die weitgehend geschlossenen Hüllen reißen überwiegend beim C_3S und später auch beim C_2S auf. Es beginnt die zunehmende Bildung von CSH-Phasen, zunächst als lange Kristallfasern, die den wassergefüllten Porenraum zwischen den Zementkörnern durchwachsen und sich ineinander verfilzen. Damit bildet sich das Grundgefüge des Zementsteins, das Zementgel, aus. Zwischen den CSH-Phasen werden $Ca(OH)_2$ -Kristalle eingelagert. Diese Phase des Erstarrens kann durch niedrige Temperaturen oder Verzögerer verlängert werden. Dies führt zu dichteren und festeren langfaserigen CSH-Kristallen als Voraussetzung für eine höhere Endfestigkeit. Eine Verkürzung dieser Erstarrungsstufe bewirkt das Gegenteil. In diesem Alter ist der sich bildende Zementstein sehr empfindlich gegen mechanische Verformungen.

Das einzelne Zementkorn geht in dieser Phase immer schneller in Lösung. Die neugebildeten Gelhauthüllen sind stark durchlässig. Der Vorgang, beeinflusst durch die Wassermenge, wiederholt sich während des Erstarrens mehrfach; dabei wird das Zementkorn von außen nach innen angelöst. Ältere Gelschichten werden weiter in den Porenraum geschoben und verstärkt, d.h., es erfolgt eine fortschreitende Kristallbildung im Porenraum.

- Stufe III

Nachdem der Porenraum zwischen den Zementkörnern weitgehend mit langen CSH-Kristallfasern durchwachsen ist, werden die Hohlräume mit vielen kurzen Kristallfasern der gleichen Hydratphase ausgefüllt. Der Gips ist bereits weitgehend als Trisulfat gebunden. Die Bildung der $C_4(A,F)H_{13}$ -Phase beginnt und füllt offene Porenräume aus. Später, nach 3 Tagen, kommt es bei weiterer Hydratation von C_3A bzw. C_4AF zu einem Abbau des Trisulfates unter gleichzeitiger Neubildung von Monosulfat ohne Beeinträchtigung des Gefüges und der Festigkeit des Zementsteins.

Durch die fortlaufende Bildung von Hydratphasen verlängern sich die Diffusionswege, und die Porenräume verengen sich. Die Hydratationsgeschwindigkeit nimmt immer weiter ab, bis das Reaktionsende durch vollständige Hohlraumausfüllung, vollständige Hydratation oder Verbrauch des Anmachwassers erreicht wird.

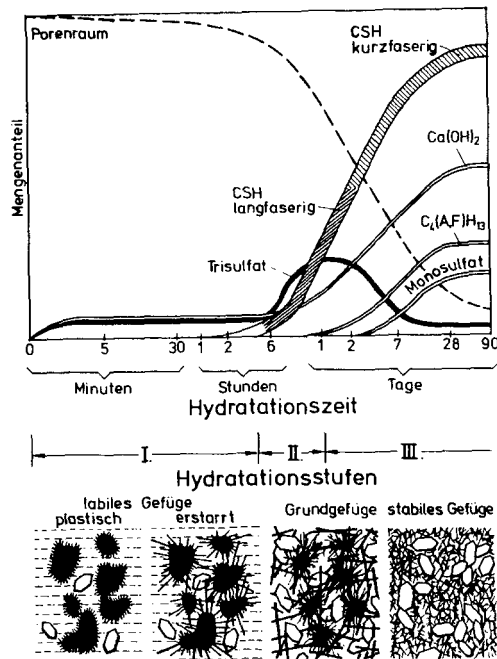


Abb. 2.2: Entwicklung der Hydratphasen und des Gefüges (schematisch; nach Richartz /99/

Die Bildung des Trisulfates ist in der Erstarrungsphase mit einer Volumenzunahme des plastischen Zementleimes verbunden. Bei der chemischen Wasserbindung in das Kristallgitter der Hydratphasen tritt eine stetige Volumenverminderung von insgesamt $6 \text{ cm}^3/100 \text{ g}$ Zement ein, die man auch als "inneres Schrumpfen" bezeichnet. Die Volumenverminderung bewirkt keine Veränderung der äußeren Abmessungen, sondern es bilden sich Gelporen mit einem Durchmesser von 10^{-8} bis 10^{-9} m .

2.4 Der exotherme Prozeß der Hydratation

Bei der Hydratation finden nicht nur stoffliche Umwandlungen, sondern auch Energieänderungen statt. Wenn Stoffe aus einem energiereichen in einen energieärmeren Zustand übergehen, wird Energie vorzugsweise in Form von Wärme (Reaktionswärme) frei. Dies ist auch bei der Zementhydratation der Fall.

Die Klinkerminerale C_3S und C_2S sind übersättigte Kalkverbindungen, die bei der Hydratation Kalk abspalten, der mit Wasser unter Bildung von Calciumhydroxid reagiert. Dabei entsteht Wärme, die in Form einer mehr oder weniger starken Erwärmung des Betons in Erscheinung tritt. Die Hydratationswärme (HW) ist baupraktisch von großer Bedeutung. Sie kann je nach Praxissituation mit Vor- oder Nachteilen verbunden sein. Im Winter wird durch die HW das Durchfrieren des jungen Betons verhindert und dessen Erhärtung beschleunigt. Im Sommer führt die Aufheizung und die anschließende Abkühlung, besonders bei massigen Bauteilen, die verformungsbehindert werden, zu thermischen Spannungen und häufig zu Rissen.

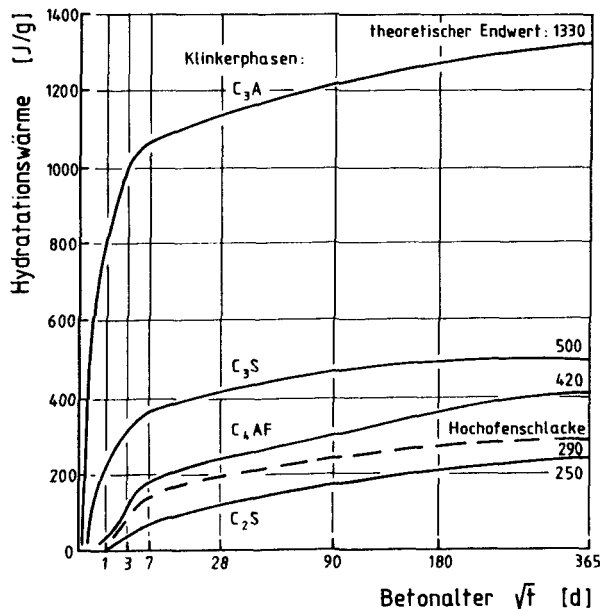


Abb. 2.3: Hydratationswärmeentwicklung der Klinkerminerale und der Hochofenschlacke /151/

Die Hydratationswärme eines Zements ergibt sich aus der Reaktionswärme der Klinkerminerale und deren Anteil im Zement. Für die einzelnen Klinkerminerale gibt Locher /78/ die in Abb. 2.3 dargestellte mittlere zeitliche Wärmeentwicklung sowie jene der Hochofenschlacke an. Die Geschwindigkeit der Wärmeentwicklung hängt von der Reaktionsfähigkeit

des Zements ab. Die Phasen C_3A und C_3S liefern eine hohe Abbindewärme. Die HW wird verringert, wenn der Anteil der Phasen C_3A und C_3S gering ist. Dann ist das Aluminat überwiegend im C_4AF und die Kieselsäure im C_2S eingebaut. Außerdem kann die Hydratationswärme durch inerte puzzolanische oder latent-hydraulische Stoffe vermindert werden.

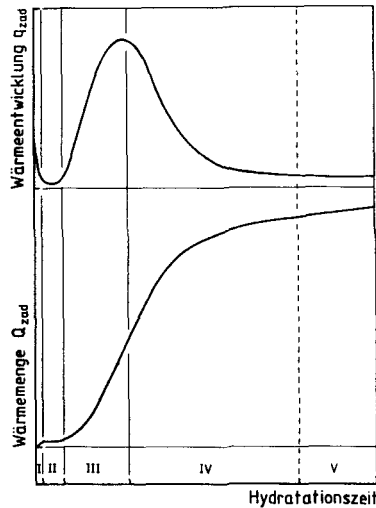


Abb. 2.4: Zeitliche Wärmeentwicklung und Wärmemenge von Zement im adiabatischen Kalorimeter (schematisch) /71/

Für die Erwärmung des Betons ist nicht nur die bis zur vollständigen Hydratation insgesamt entwickelte Wärme von Bedeutung, sondern vielmehr deren zeitliche Entwicklung. Die Entwicklung der Abbindewärme kann entsprechend Abb. 2.4 in fünf Phasen unterteilt werden /71/: Unmittelbar beim Kontakt zwischen Zement und Wasser beginnt die exotherme chemische Reaktion innerhalb weniger Minuten (Phase I). In dieser Phase reagiert fast ausschließlich der ggfs. vorhandene Freikalk und das C_3A , wobei dessen Reaktionsfähigkeit mit wachsendem Alkaligehalt (K_2O , Na_2O) und sinkendem Sulfatisierungsgrad der Alkalien ansteigt /91/. Die Alkalien sind teilweise in den Klinkerphasen C_3A und C_3S gebunden, wodurch sich deren Reaktionsfähigkeit erhöht. Teilweise liegen sie auch als lösliche Alkalisulfate vor. Diese 1. Phase führt wegen der kurzen Dauer (≈ 5 Min.) nur zu einem geringen Temperaturanstieg im Frischbeton, der im Mischvorgang häufig unbemerkt bleibt. In der 2. Phase wird der exotherme Reaktionsablauf für 1 - 2 Stunden

durch die relativ dichte Hülle auf den C_3A -Oberflächen (s. auch Kap. 2.3) unterbunden, man spricht deshalb von einer Ruhephase. Während der 3. Phase steigt die Wärmeentwicklung wieder an und erreicht nach etwa 5 - 8 Stunden erneut ein Maximum (Beschleunigungsphase). Die 4. Phase beginnt mit dem Abklingen der Wärmeentwicklung, die innerhalb von 18 - 36 Stunden auf weniger als rd. $4 \text{ J/g} \cdot \text{h}$ abfällt. Die 5. Phase ist das Stadium, in dem die Reaktion vollständig zum Erliegen kommt. In Abb. 2.4 sind die zeitliche Wärmeentwicklung und die jeweiligen Freisetzungsraten schematisch dargestellt.

2.5 Die empirische Erfassung des Hydratationsfortschritts

2.5.1 Definitionen des Hydratationsgrades und Meßmethoden

Die Zementerhärtung ist ein zeitabhängiger Prozeß, der mit zunehmendem Alter zum Stillstand strebt, da sich mit wachsender Dicke der CSH-Schicht um das Zementkorn der Diffusionsweg der Wassermoleküle in das Korninnere verlängert. Darüber hinaus spielen die inneren und äußeren Erhärtungsbedingungen eine große Rolle. Gradmesser des Erhärtungsfortschritts und -zustandes des Zementsteins oder des Betons ist der sog. Hydratationsgrad $m(t)$. In der Literatur findet man auch andere Bezeichnungen, wie z.B. Reife- oder Reaktionsgrad.

Für den Hydratationsgrad m sind folgende Definitionen gebräuchlich /28/:

$$1. \quad m = \frac{\text{Masse des bereits gebildeten Zementgels}}{\text{Masse des Zementgels bei vollständiger Hydratation}}$$

$$2. \quad m = \frac{\text{Masse des hydratisierten Zements}}{\text{Ausgangsmasse des Zements}}$$

$$3. \quad m = 1 - \frac{\text{Masse des nichthydratisierten Zements}}{\text{Ausgangsmasse des Zements}}$$

$$4. \quad m = \frac{\text{Masse des gebundenen Wassers}}{1/4 \text{ der Zementmasse}}$$

Hydratationswärmemenge

$$5. m = \frac{\text{Hydratationswärmemenge}}{\text{Hydratationswärmemenge bei vollständiger Hydratation}}$$

Die ersten beiden Definitionen sind nahezu identisch aber nicht praktikabel, da es nicht möglich ist, die bereits gebildete Zementgelmasse bzw. hydratisierte Zementmenge direkt zu bestimmen. Die Hydratationsprodukte sind amorph, ihre chemische Zusammensetzung ist nicht vollständig geklärt. Die dritte Definition ist aus der zweiten abgeleitet. Ihr praktischer Vorteil liegt in der direkten Bestimmbarkeit der unhydratisierten Zementmenge mit Hilfe der Röntgendiffraktometrie. Powers und Brownyard /93/ fanden einen konstanten Zusammenhang zwischen der Masse des chemisch gebundenen Wassers und der spezifischen Geloberfläche. Ausgehend von den ersten beiden Definitionen ergibt sich dann die vierte Definition, die für Betonalter < 24 h Gültigkeit hat. Die Schwierigkeit gerade im jungen Alter besteht in dem sich ständig rasch änderndem Hydratationsgrad, so daß exakte Messungen mit erheblichem Aufwand verbunden sind.

Der Hydratationsgrad nach der 5. Definition erfordert die Bestimmung der Hydratationswärme. Dies kann auf folgende Weise erfolgen:

a) Adiabatische Kalorimetrie

Hierbei werden Wärmeverluste eliminiert. Die entwickelte Wärme hat einen Temperaturanstieg zur Folge, aus dem die Wärmemenge abgeleitet werden kann.

b) Lösungskalorimetrie

Die Hydratationswärme wird als Differenz zwischen der Lösungswärme einer trockenen unhydratisierten Zementprobe und einer über eine gewisse Zeit hydratisierten Zementprobe ermittelt. Diese Methode ist für Betonalter > 3 Tage geeignet.

c) Isotherme Kalorimetrie

Die Betonprobe wird unter isothermen Bedingungen $T = \text{const}$ gelagert, und die abgegebene Wärmemenge wird ermittelt. Diese Methode ist für Betonalter bis 3 Tage geeignet, weil danach die isothermen Energiedifferenzen so klein werden, daß sie meßtechnisch nicht mehr erfaßt werden können.

Die Genauigkeit dieser Verfahren liegt bei ± 20 [J/g]. Die Hydrationswärme bei vollständiger Hydratation ergibt sich aus der Reaktionswärme der Klinkermineralien und deren Anteil im Zement. In Abb. 2.5 wird die Hydratationsgradiententwicklung der verschiedenen Klinkerphasen für zwei Zemente nach /31/ dargestellt. Die einzelnen Phasen zeigen unterschiedliche zeitliche Entwicklungen des Hydrationsgrades. Da die einzelnen Zementkomponenten unterschiedliche Hydrationsprozesse beinhalten, ist der Begriff "Hydratationsgrad" physikalisch nicht streng definiert. Für Aussagen über die Entwicklung der physikalischen und mechanischen Eigenschaften des Betons ist er aber wegen seiner einfachen mathematischen Formulierbarkeit von großer Bedeutung.

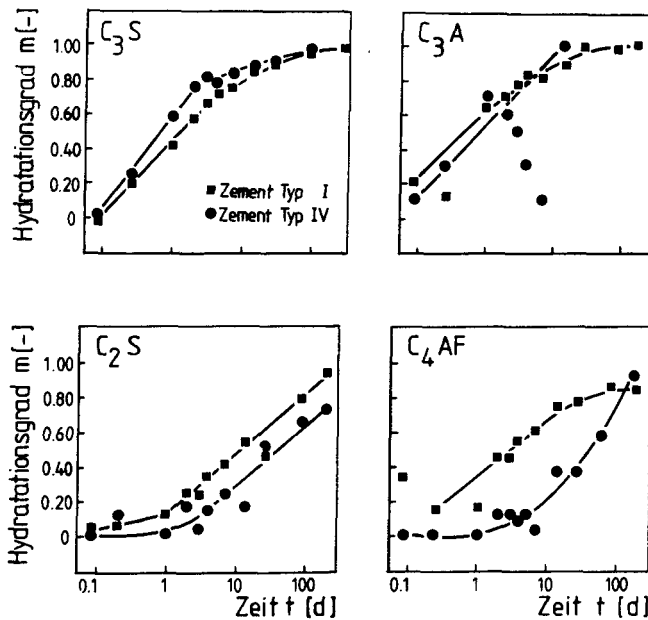


Abb. 2.5: Hydratationsgradiententwicklung der unterschiedlichen Klinkerphasen /31/

Da sich die Zemente in ihrer Zusammensetzung erheblich unterscheiden und die Einflüsse aus der Betonzusammensetzung den Hydrationsverlauf zusätzlich beeinflussen, ist eine Messung des Hydrationsfortschrittes unerlässlich, um daraus empirische Funktionen abzuleiten.

2.5.2 Gebräuchliche Formeln des Hydratationsgrades

Zur Beschreibung des Hydratationsfortschritts wurden verschiedene Ansätze entwickelt. Marx /81/ beschreibt den "Reifegrad", abgeleitet aus adiabatischen Temperaturmessungen, durch eine Exponentialfunktion:

$$m(t) = \frac{\Delta T_{ad}(t)}{\Delta T_{max}} = (1 - \exp \frac{-t^c}{t_b^c}) \quad (2.1)$$

Hierin sind:

c	: Streckungsparameter mit $0 \leq c \leq 1$	[-]
t_b	: Geschwindigkeitsfaktor mit $20 \leq t_b \leq 80$	[h]
t	: reales Betonalter	[h]
$\Delta T_{ad}(t)$: adiabatische Temperaturerhöhung	[K]
ΔT_{max}	: maximale Temperaturerhöhung	[K]

Die Bestimmung der maximalen Temperaturerhöhung bereitet Schwierigkeiten, da adiabatische Messungen mit zunehmendem Hydratationsfortschritt ungenauer werden. Die Funktion (2.1) beginnt mit einer vertikalen Tangente versetzt zum Zeitursprung. Dies entspricht aber nicht dem tatsächlichen Reaktionsverlauf.

Byfors /28/ formuliert die Hydratation als Funktion des Alters wie folgt:

$$m(t_w) = e^{(-a(\ln t_w)^{-b})} \quad (2.2)$$

mit:

a :	konstanter Faktor $4,6 \leq a \leq 22,0$	[-]
b :	konstanter Faktor $1,2 \leq b \leq 2,5$	[-]

Die Faktoren werden über die Messung der chemisch gebundenen Wassermenge gewonnen. Die Funktion beschreibt den typischen nichtlinearen Reaktionsverlauf gut, wie auch in Abb. 2.6 zu sehen ist. Jonasson /64/ verbessert diesen Ansatz durch Einführung eines zusätzlichen Zeitfaktor t_1 und erweitert den Definitionsbereich mit:

$$m(t_w) = e^{(-a (\ln(1 + \frac{t_w}{t_1}))^{-b})} \quad (2.3)$$

Sein Ansatz wird im Rahmen dieser Arbeit benutzt.

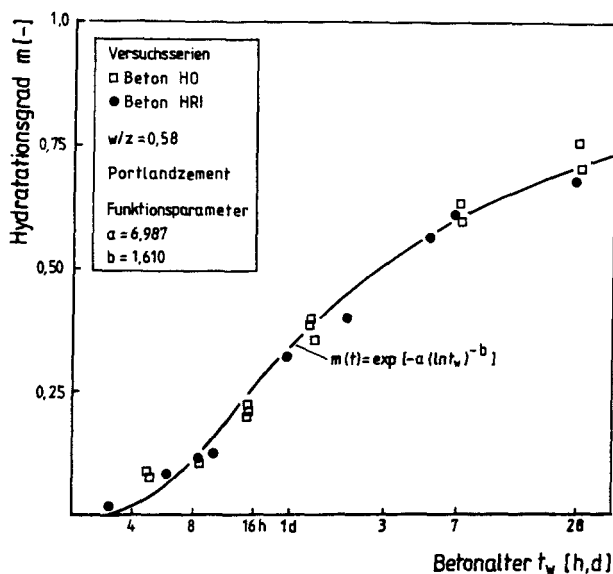


Abb. 2.6: Vergleich der gemessenen und berechneten Hydratationsgradentwicklung nach /64/

2.6 Einflußfaktoren auf den Hydratationsablauf im Beton

Der Hydratationsablauf im Beton wird von vielen Faktoren beeinflusst. Einige Faktoren üben Wechselwirkungen aus. Die wesentlichen Einflüsse können zu den folgenden Gruppen zusammengefaßt und qualitativ bewertet werden:

- Zement,
- Wasserzementwert,
- Temperatur,
- Betonzusatzmittel,
- Umgebungsfeuchte.

Einfluß des Zementes

Der Zement beeinflusst den Hydratationsprozeß zum einen durch seine chemische Zusammensetzung und zum anderen durch die Mahlfeinheit. Das C_3S ist die Klinkerphase mit dem maßgebenden Beitrag zur Hydratation im jungen Betonalter. Sein Anteil in üblichen Portlandzementen liegt zwischen 55 und 65 %. Zur Reaktionsverzögerung wird Gips zugegeben, der nach /136/ vor allem die C_3A -Hydratation verzögert. Alexander/Nurse /5/ haben eine Reaktionsbeschleunigung des C_3S mit zunehmendem C_3A -Gehalt festgestellt. Der Alkaligehalt im Zement (Na_2O und K_2O) beeinflusst nach /28/ den Hydratationsprozeß im jungen Betonalter durch Beschleunigung der C_3S - und C_2S -Hydratation und durch Verminderung der Ettringitbildung.

Die Mahlfeinheit des Zements übt einen großen Einfluß auf die Reaktionsgeschwindigkeit aus. Je kleiner die Korngröße, umso größer ist die reaktionsfähige Oberfläche. Je weiter die Gelbildung fortgeschritten ist, umso dichter wird die Struktur. Die Reaktionsgeschwindigkeit nimmt ab. Abb. 2.7 /28/ zeigt beispielhaft den Einfluß der Mahlfeinheit auf die Entwicklung des Hydratationsgrades.

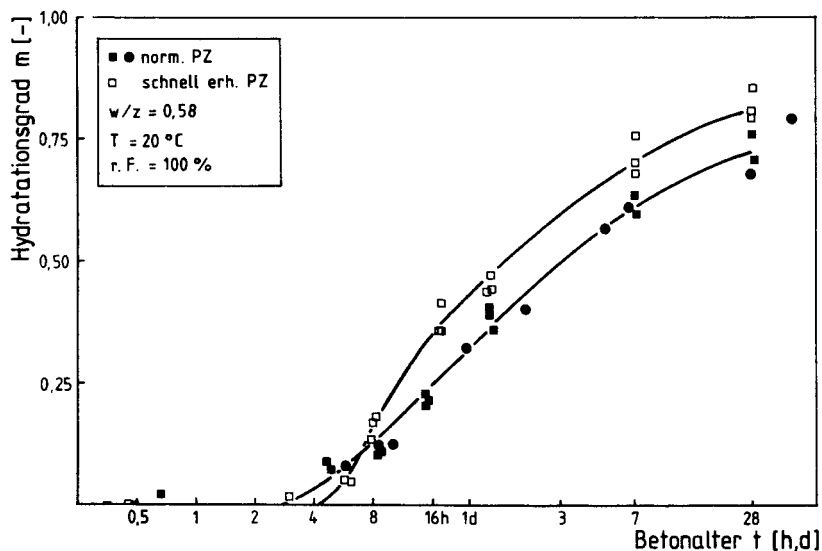


Abb. 2.7: Hydratationsgradiententwicklung von Betonen mit Zementen unterschiedlicher Mahlfeinheit /28/

Einfluß des Wasserzementwerts

Der Wasserzementwert ist als Einflußfaktor auf den Hydratationsprozeß lange bekannt. Taplin /136/ hat umfassende Untersuchungen an Zementstein mit Wasserzementwerten zwischen 0,157 und 0,8 (s. Abb. 2.8) durchgeführt. Die Untersuchungen zeigen, daß der Einfluß des w/z -Wertes auf den Hydratationsgrad in den ersten 48 Stunden für $w/z \geq 0,35$ vernachlässigt werden kann. Im höheren Alter wächst der Hydratationsgrad mit zunehmendem w/z -Wert stärker an, weil bei niedrigen w/z -Werten die Zementgelstruktur dichter ist und damit die Diffusionsgeschwindigkeit des Wassers abnimmt. Im jungen Betonalter ist teilweise ein umgekehrter, aber vernachlässigbar kleiner Einfluß feststellbar. Dieser Einfluß wird durch eine höhere Hydratationstemperatur begründet, weil ein niedriger w/z -Wert meistens mit einem höherem Zementgehalt verbunden ist.

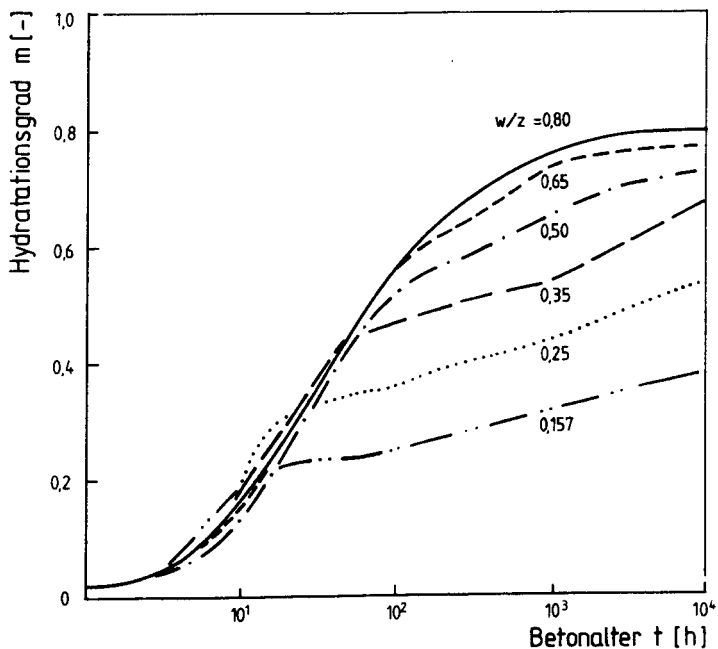


Abb. 2.8: Einfluß des w/z -Wertes auf die Hydratationsgradentwicklung
/136/

Einfluß der Erhärtungstemperatur

Die Reaktion zwischen Zement und Wasser wird mit zunehmender Temperatur beschleunigt. Abb. 2.9 /28/ zeigt den Hydratationsfortschritt bei unterschiedlicher Erhärtungstemperatur. Es zeigen sich extrem unterschiedlichen Hydratationsgrade, obwohl die Erhärtungstemperatur nicht außergewöhnlich variiert wurde.

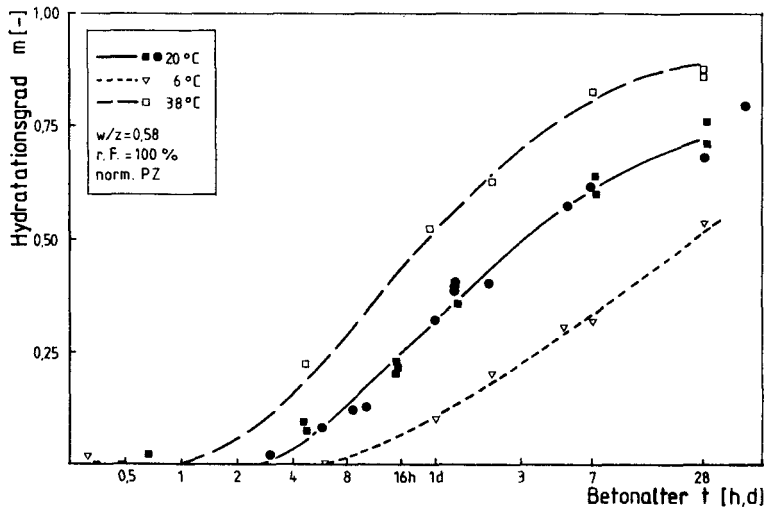


Abb. 2.9: Hydratationsgradentwicklung bei unterschiedlicher Erhärtungstemperatur nach /28/

Einfluß von Betonzusatzmitteln

Betonzusatzmittel, in geringen Mengen zugesetzt, können das Erstarren und Erhärten des Zements wesentlich verändern. Ihre Verwendung bei der Betonherstellung kann dann sinnvoll sein, wenn besondere Eigenschaften angestrebt werden. Nach /28/ sind die wirksamen Bestandteile der Erstarrungsverzögerer Phosphate, Silicofluoride, Borate sowie verschiedene Ketone, Sulfonate und Gluconate. Zur Beschleunigung des Erstarrens werden die Carbonate, Silicate, Aluminate, Nitrate und Nitrite der Alkalien sowie verschiedene organische Verbindungen verwendet. Eine ähnlich beschleunigende Wirkung haben Aminsäuren und Ameisensäure, sowie geringe Mengen hydratisierten gemahlten Zements als Kristallisationskeime.

Einfluß von Zusatzstoffen

Hydraulische Zusätze wie Hochofenschlacke und Traß wirken sich durch Bildung von Silikathydraten bei Abspaltung von $\text{Ca}(\text{OH})_2$ auf die Hydratation aus /72/. Ihre Wirkung besteht vor allem in einer Sekundärreaktion, die nur in dem Maße stattfinden kann, wie bei der Zementhydratation $\text{Ca}(\text{OH})_2$ abgespalten wurde. Die Kalk-Puzzolan-Reaktion findet nur in Gegenwart von Wasser statt, deshalb ist der Hydratationseinfluß zusätzlich vom Feuchtigkeitsgehalt abhängig. Die Hochofenschlacke bedarf hingegen nur eines geringen Anstoßes zur Hydratation; sie ist zementartig. Mehr als beim Zement ist bei der Hochofenschlacke der Hydrationsfortschritt von der Mahlfeinheit abhängig.

Einfluß der Umgebungsfeuchte

Die relative Feuchte der Umgebungsluft beeinflusst den Hydratationsprozeß. Powers /92/ fand, daß die Hydratation im Beton bei relativen Feuchtigkeiten kleiner 80 % weitgehend zum Stillstand kommt. Er begründet dies mit vollständiger Entleerung der Kapillarporen und teilweiser Entleerung der Gelporen. Daraus folgt ein Wassermangel am Reaktionsort.

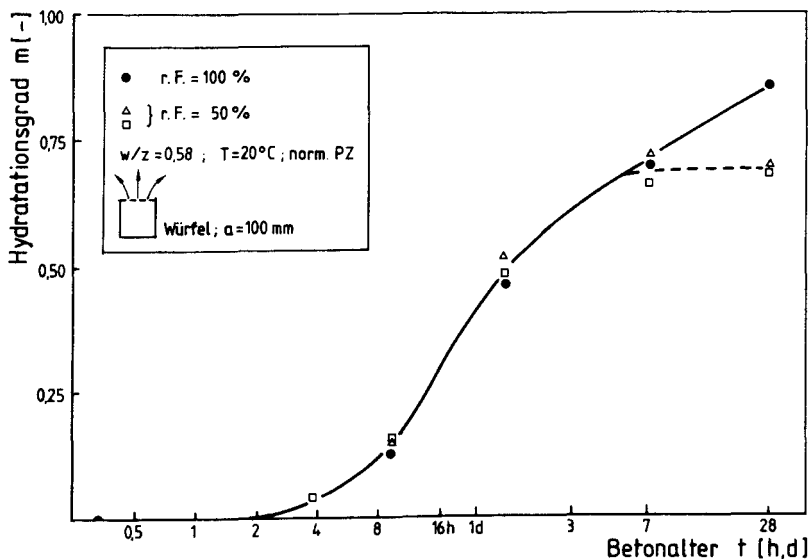


Abb. 2.10: Hydratationsentwicklung bei unterschiedlichem Lagerungsklima nach /28/

Byfors /28/ untersuchte den Einfluß der rel. Luftfeuchte auf den Hydratationsverlauf. Abb. 2.10 zeigt, daß bei einseitiger Austrocknung und 20 °C Lagerungstemperatur der Hydratationsprozeß des trocken gelagerten Betons erst nach 4 - 5 Tagen deutlich verzögert wurde. Bei Bauteildicken von $d > 15 - 20$ cm übt die Luftfeuchtigkeit auf den Hydratationsfortschritt in den ersten 3 - 4 Tagen einen nur unbedeutenden Einfluß aus.

Zusammenfassung

Bei der ersten Berührung der Zementkörner mit Wasser setzen Reaktionen ein, die unter dem Begriff Hydratation zusammengefaßt werden. Die Klinkerminerale werden in wasserhaltige Verbindungen, als Hydratphasen bezeichnet, umgewandelt. Die Reaktionsgeschwindigkeit der einzelnen Klinkerphasen sind sehr unterschiedlich. Die Zementerhärtung ist ein zeitabhängiger Prozeß, der mit zunehmendem Alter zum Stillstand strebt, da sich mit zunehmender Dicke der CSH-Schicht um das Zementkorn der Diffusionsweg der Wassermoleküle ins Korninnere verlängert. Darüberhinaus spielen die inneren und äußeren Erhärtingsbedingungen eine große Rolle. Gradmesser des Erhärtingsfortschrittes ist der Hydratationsgrad. Der Hydratationsgrad ist eine Funktion von Zeit, Temperatur, chemischer Zusammensetzung, Mahlfeinheit, Feuchte u.a.m.

Die Einflüsse aus Zement, w/z-Wert, Betonzusatzmittel und Umgebungsfeuchte können durch Laborversuche an Betonzusammensetzungen entsprechend dem Bauwerksbeton weitgehend erfaßt werden. Ihre Berücksichtigung erfolgt in der Anpassung der jeweiligen Hydratationsfunktion. Der Temperatureinfluß ist dagegen im weiteren durch Rechenansätze, die die jeweiligen Temperaturverhältnisse als Eingangsgröße haben, zu ermitteln.

3. MIKROSTRUKTURELLES MODELL ZUR BESCHREIBUNG DER BETON-ERHÄRTUNG

Die rechnerische Vorhersage der Festigkeitsentwicklung des Betons gewinnt zunehmend an Bedeutung. Hierzu werden physikalisch-chemische Strukturmodelle der Erhärtung entwickelt. Die Möglichkeiten zur Entwicklung von Funktionsparametern in Abhängigkeit von der Zeit sind nicht geeignet, die extrem unterschiedlichen Erhärtungsverläufe zu berücksichtigen. Deshalb ist die Entwicklung eines Modells basierend auf der strukturellen und kinetischen Zementsteinbildung erforderlich. Der folgende Abschnitt umreißt dieses Konzept.

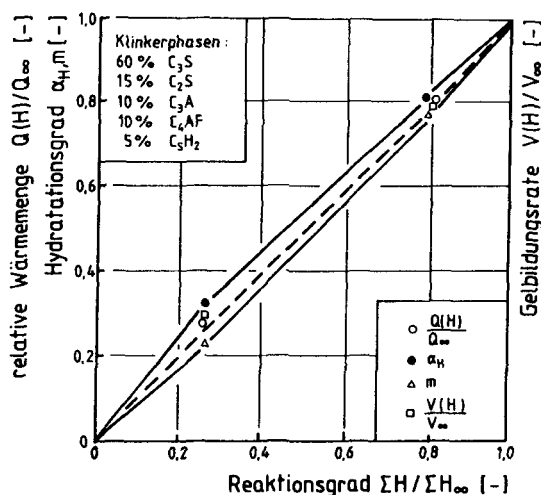


Abb. 3.1: Theoretischer Reaktionsgrad in Abhängigkeit von relativer Wärmemenge, Hydratationsgrad und Gelbildungsrate /101/

3.1 Modellgrundlagen

Es ist bekannt, daß ein quantifizierbarer Zusammenhang zwischen dem Grad der Transformation von Zement in Hydratationsprodukte und den Zementsteineigenschaften besteht. Die chemische Bindung des Wassers und die Evolution über Hydrationswärme stellen die gebräuchlichsten Phänomene zur Bestimmung des Hydratationsgrades dar. In Abb. 3.1 sind die proportionalen Zusammenhänge zwischen Hydratationsgrad $\alpha_{H,m}$, Wärmeentwicklung $Q(H)/Q_\infty$, Gelbildungsgrad $V(H)/V_\infty$ und dem theoretischen Reak-

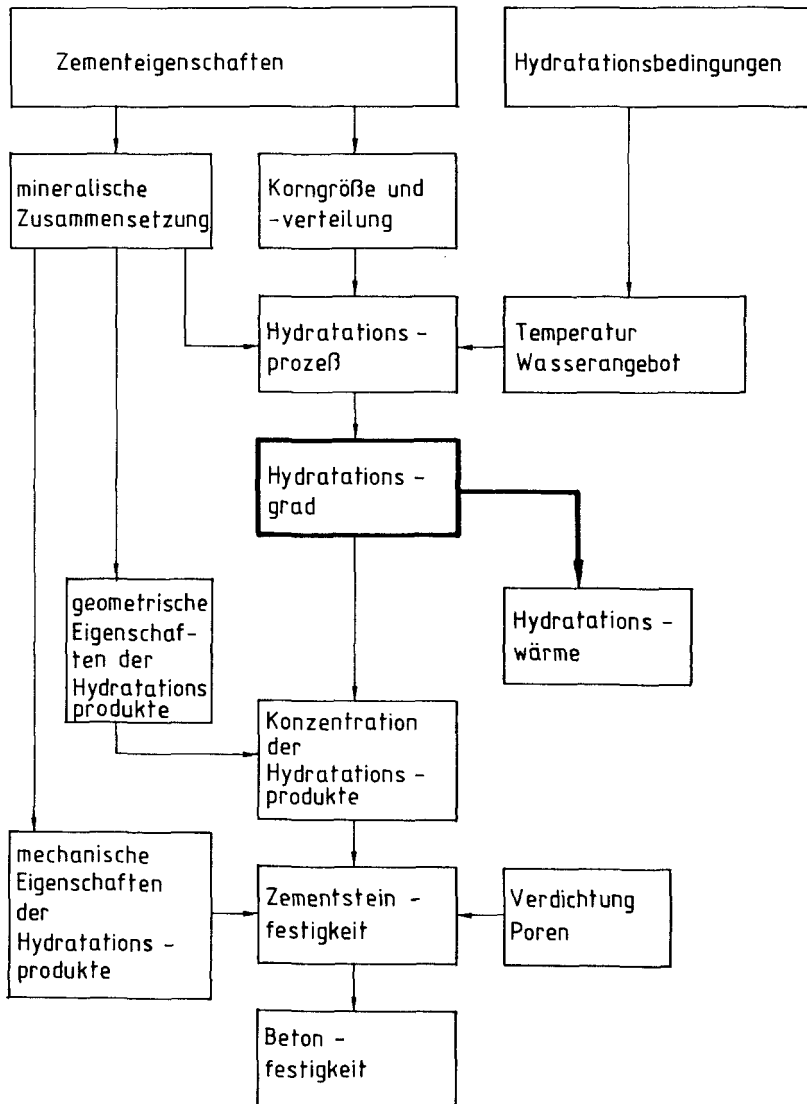


Abb. 3.2: Schematische Darstellung der Zusammenhänge zwischen Zementsteinstruktur, Hydratationsbedingungen und Betonfestigkeit /101/

tionsgrad H/H_{∞} dargestellt, wie sie sich auf Grund von Versuchen ergeben /101/. Da selbst nach sehr langer Hydrationszeit noch keine

vollständige Transformation der Gelpartikel beobachtet werden kann, führt man einen theoretischen Endwert mit dem Hydratationsgrad $m = 1$ ein, der sich aus den Reaktionsgleichungen auf Basis der Zementzusammensetzung ergibt.

Die Charakteristik der Volumenentwicklung in der Zementmatrix verwendet Röhling /101/ als Modell zur Beschreibung der Gelbildung, der Gel- und Kapillarporosität, der Wärmeentwicklung und des chemisch gebundenen Wassers. Mit Ausnahme der Hydratation des C_3A in Anwesenheit von Gips entwickeln sich die zustandsabhängigen Eigenschaften proportional zum Hydratationsgrad. Die Verfahren zur Ermittlung des Hydratationsgrades wurden bereits im Abschnitt 2.5.1 beschrieben. Das Ziel des Modells ist die Beschreibung der Festigkeitsentwicklung des Betons, da andere mechanische Eigenschaften mit bekannten Ansätzen in Abhängigkeit von der Festigkeit abgeleitet werden können. Das Modell für die Entwicklung der Gefügestruktur und deren Abhängigkeit von anderen Parametern wird in Abb. 3.2 dargestellt. Es wird deutlich, wie verwickelt die Zusammenhänge beim Erhärtungsvorgang sind und wie schwierig die mathematische Beschreibung aller Einflüsse ist. Man erkennt, daß der Hydratationsgrad neben anderen Einflüssen eine Schlüsselrolle einnimmt.

3.2 Analytische Beschreibung der Hydratation von monodisperser und polydisperser Zementstruktur

Aus der Reaktionskinetik ist als grundlegendes Merkmal die s-förmige Zeitfunktion des Hydratationsgrades bekannt. Im folgenden Modell wird gezeigt, wie der Hydratationsvorgang als Transformation des nicht hydratisierten Zementes in die CSH-Phasen analytisch beschrieben werden kann. Die Beschreibung der CSH-Bildung über die chemische Reaktion erscheint wenig erfolgreich, weil mehrere individuelle Reaktionen gleichzeitig ablaufen und sich zudem gegenseitig beeinflussen.

Ausgehend von einem monodispersen Zementgemisch mit ideal runder Kornform läßt sich der Hydratationsgrad mit Abb. 3.3 wie folgt ausdrücken:

$$m(t) = \left(1 - \left(1 - \frac{d_1(t)}{r}\right)^3\right) \quad (3.1)$$

mit r als Radius des Zementkorns und d_1 als Abstand zwischen Lösungsebene und Oberfläche des unhydratisierten Zementkorns.

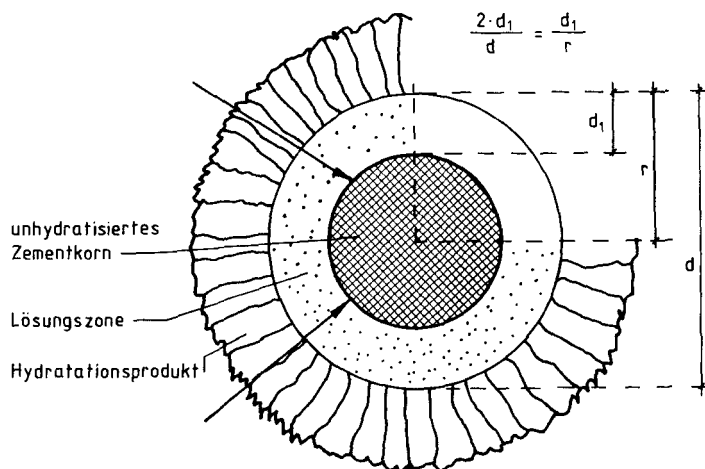


Abb. 3.3: Schematische Darstellung des Hydrationsablaufes am idealisierten Zementkorn

Die initiale Phase I der Hydrationsgeschwindigkeit dm/dt läßt sich durch die empirische Potenzfunktion

$$d_2 = (k_1 \cdot t)^{k_2} \quad (3.2)$$

mit k_1 und k_2 als konstante Parameter beschreiben und wie folgt transformieren.

$$\frac{dm}{dt} = \frac{3 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot (1 - m)^{2/3}}{r} \cdot \left(r (1 - (1 - m)^{1/3}) \frac{k_2 - 1}{k_2} \right) \quad (3.3)$$

Die diffusionsabhängige Phase II wird durch das erste Fick'sche Gesetz modelliert. Die Konzentrationsänderung c_w des Anmachwassers in der chemisch-physikalischen Bindung wird danach ausgedrückt durch

$$c_w(m) = 1 - \frac{\eta \cdot m / \rho_Z}{w/z + m / \rho_Z} \quad (3.4)$$

mit m als mittleren Hydratationsgrad, η als Faktor, der die Volumenzunahme der Hydratationsprodukte beschreibt und ρ_Z als Rohdichte des Zements.

Mit Gl.(3.4) wird eine Form benutzt, die die Abhängigkeit zwischen Kapillarporosität und Festigkeit ebenfalls beschreiben kann. Da die anfangs gleichmäßige Anmachwasserverteilung in den Kapillarporen und die Kontaktfläche zwischen Zuschlag und Zementstein die schwächsten Stellen in der Betonstruktur sind, kann die Festigkeit R auch als Produkt der Grundfestigkeit R_0 des Zementsteins und einer Funktion des Ausfüllungsgrades a_{KP} wie folgt ausgedrückt werden:

$$R = R_0 \cdot f(a_{KP}) \quad (3.5)$$

und

$$a_{KP} = \frac{\eta \cdot m / \rho_Z}{w/z + m / \rho_Z} \quad (3.6)$$

Diese Definition für den Ausfüllungsgrad a_{KP} besagt gleichzeitig, daß in der frisch angemachten Wasser/Zementlösung keine Festigkeit vorhanden sein kann. Den Funktionsparameter zwischen Ausfüllungsgrad und der Mörtelfestigkeit haben /101/ als w/z -Wert abhängigen Exponenten n zu 1,89 für $w/z = 0,5$ ermittelt, so daß sich die Mörtelfestigkeit zu

$$R = R_0 \cdot a_{KP}^n \quad (3.7)$$

ergibt.

Der Übergang von Prozeßphase I zu II findet statt, wenn die Reaktionsrate m_{II} unter die Rate m_I fällt (siehe auch Abb. 3.4). Diese Beschreibung gilt zunächst für das Einzelkorn bestimmten Durchmessers, läßt sich aber über die Kornverteilung wie folgt ausdrücken

$$m = \sum_{i=1}^n g_i \cdot m_i \quad (3.8)$$

mit g_i : Massenanteil eines Korndurchmessers.

Daraus folgt der Einfluß des Korndurchmessers auf die Reaktionsgeschwindigkeit. Kleine Zementkörner führen zu einer größeren Reaktions-

geschwindigkeit, weil ihre Oberfläche im Verhältnis zum Volumen wesentlich größer ist.

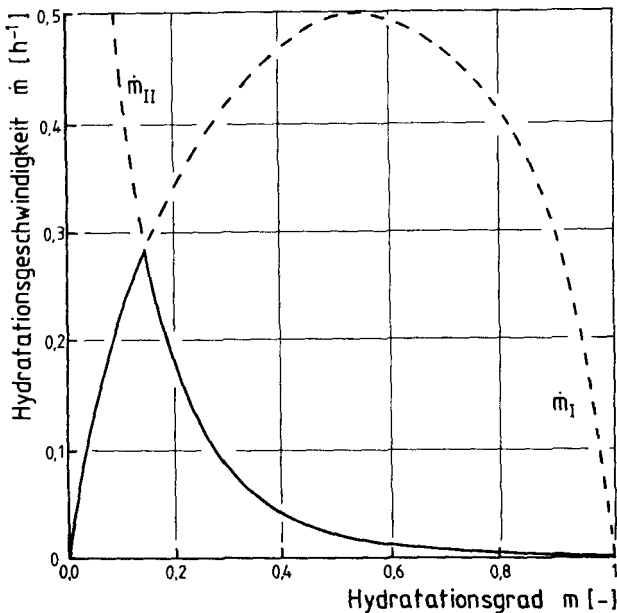


Abb. 3.4: Hydratationsraten aus Prozeßphase \dot{m}_I und Diffusionsphase \dot{m}_{II}

3.3 Einfluß der Gelstruktur auf die Festigkeit

Im Zementleim ist zunächst jedes Zementkorn von einer Wasserhülle umschlossen. In diese Wasserhülle hinein wachsen, ausgehend von der Kornoberfläche, die Hydratationsprodukte. Die Hydratationsprodukte bilden das Zementgel, das einen hochporösen Stoff darstellt und strukturell aus submikroskopischen Kristallen und Gelpartikeln besteht. Das Zementgel enthält zwei Hohlraumssysteme, Gelporen- und Kapillarporenraum. Die Hydratation führt zur beträchtlichen Strukturverfeinerung. Aus der kolloidalen Teilchengröße der Gelpartikel und der großen spezifischen Oberfläche des Zementgels kann man ableiten, daß der Zusammenhalt des Zementsteins, ausdrückbar als Festigkeit, weniger durch chemische Bindungen der Gelpartikel untereinander, sondern vielmehr durch elektrostatische Anziehungskräfte, als van-der-Waals-Kräfte bezeichnet, bewirkt wird /153/.

Aus dem Hydratationsgrad m lassen sich zwei für die Zementsteineigenschaften bedeutsame Größen ermitteln, die Geldichte G und das Kapillarporenvolumen V_{pK} . Bezeichnet man als Zementgel die Massensumme von hydratisiertem Zement z und Anmachwasser w , so ergibt sich die Geldichte, ohne daß Wasser nachgesaugt oder verdünsten kann, nach /29/ zu:

$$G = \frac{w/z + m}{\frac{1}{w/z + \frac{1}{\rho_Z}} + m} \quad (3.9)$$

mit w/z = Wasser/Zementwert und $1/\rho_Z$ = spezifisches Volumen des Zementes. Der Zusammenhang zwischen Geldichte und Hydratationsgrad ist in Abb. 3.5 für übliche Wasserzementwerte dargestellt. Die Geldichte strebt einem oberen Grenzwert G_{\max} zu, der erreicht wird, wenn entweder der Zement vollständig hydratisiert oder wenn das Anmachwasser verbraucht ist. Im letzteren Fall ist eine vollständige Hydratation des Zementes nicht möglich. Ob eine vollständige Hydratation möglich ist, kann mit Hilfe des von Powers und Brownyard /93/ entwickelten Modells der Hydratation des Zements gezeigt werden. Das Kapillarporenvolumen V_{pK} in cm^3 je cm^3 Zementstein ergibt sich danach:

$$V_{pK} = \frac{w/z - k \cdot m}{\frac{1}{w/z + \frac{1}{\rho_Z}}} \quad (3.10)$$

mit $k \approx 0,40$ = zementspezifische Konstante

Mit zunehmendem Hydratationsgrad nimmt die Geldichte zu und das Kapillarporenvolumen ab.

Da die Festigkeit von Normalbeton i. w. von der Zementsteinfestigkeit und diese offensichtlich von der Geldichte abhängt, versuchte Catherin /29/ eine Beziehung zwischen Druckfestigkeit und Geldichte zu finden. In Abb. 3.6 ist die Druckfestigkeit (im quadratischen Maßstab) der Geldichte gegenübergestellt. Deutlich sind die unterschiedlichen Neigungen der Ausgleichsgeraden in Abhängigkeit vom w/z -Wert zu erkennen, für die Catherin /29/ keine Erklärung gefunden hat. Abb. 3.7 zeigt ge-

messene Biegezugfestigkeiten abhängig von der Geldichte, wobei sich annähernd ein linearer Verlauf ergibt.

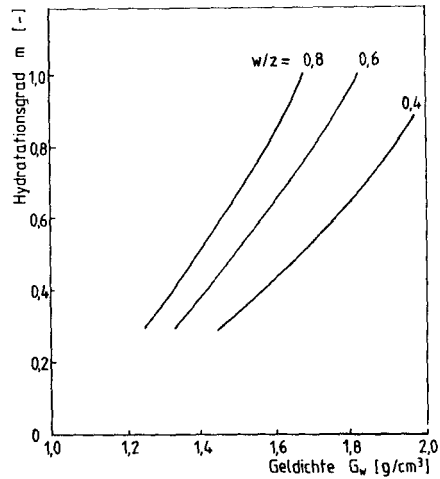


Abb. 3.5: Geldichte in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad für verschiedene w/z -Werte /29/

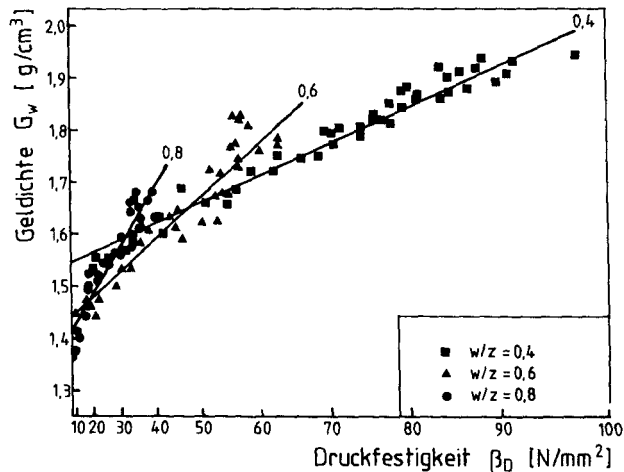


Abb. 3.6: Geldichte in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit für verschiedene w/z -Werte /29/

Zusammenfassend kann aufgrund der dargestellten Untersuchungen festgestellt werden, daß aus der Zusammensetzung des Zementes der Grenzwert des chemisch gebundenen Wassers berechnet werden kann. Aus der Menge des chemisch gebundenen Wassers ergibt sich ein direkter Zusammenhang über die Hydratationswärme mit dem Hydratationsgrad.

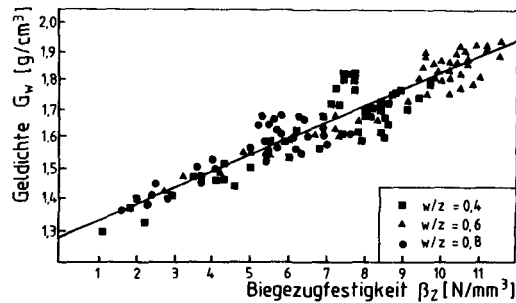


Abb. 3.7: Geldichte in Abhängigkeit von der Biegezugfestigkeit /29/

3.4 Zusammenfassung

In diesem Abschnitt konnte gezeigt werden, daß die Festigkeitsentwicklung des Zementsteins mit einem Rechenmodell aus dem Strukturaufbau des Zementsteins beschrieben werden kann. Dieses Modell wurde in einen Zusammenhang mit dem Hydratationsgrad gebracht. Weiterhin wurde dargestellt, daß ein Zusammenhang zwischen Geldichte und Gelstruktur einerseits und Festigkeit des Betons andererseits besteht, der ebenfalls rechnerisch erfaßt werden kann. Beide Wege scheinen für die praktische Anwendung wenig erfolgreich, weil aufwendige Laborarbeiten erforderlich sind.

4. KOPPELUNG VON HYDRATATIONSFORTSCHRITT UND PROZESSTEMPERATUR

4.1 Vorbemerkungen

Das sich im Bauteil einstellende instationäre Temperaturfeld ist im vorhinein unbekannt, weil die orts- und zeitvariante Wärmefreisetzung von der Temperatur als Prozeßtemperatur, eben der Wärmefreisetzung, abhängt. Die Berechnung des Temperaturfeldes erfordert deshalb die Koppelung zwischen der Temperatur und der Entwicklung der Hydratationswärme. Da der Temperatureinfluß nicht, wie die anderen in Abschnitt 2.5 genannten Einflüsse, durch Laborversuche erfaßbar ist, wird die Berechnung der Hydratationswärmeentwicklung mittels empirischer Funktionen und einer Prozeßanalogie durchgeführt. In die von der Prozeßtemperatur gesteuerte Hydratationswärmeabgabe gehen die Frischbetontemperatur, der Bauteilquerschnitt und die Umgebungstemperatur ein. Außerdem ergibt sich auf diese Weise - quasi als Nebenprodukt - das Feld des Hydratationsgrads, der zur Generierung der Werkstoffansätze und zur Spannungsberechnung unerläßlich ist.

4.2 Exemplarische Beschreibung der Wärmeentwicklung und des Temperaturverlaufs im Bauteil

Bei der Zementhydratation wird Hydratationswärme freigesetzt. Kann die Hydratationswärme aus dem Betonvolumen nicht abfließen, so spricht man vom adiabatischen Zustand. Auf Basis der adiabatischen Kalorimetrie kann der Zusammenhang zwischen freigesetzter Wärmemenge und dem Anteil des bereits hydratisierten Zements hergestellt werden.

Im realen Bauteil ist die Situation aber viel verwickelter. Während der Hydratationswärmeentwicklung wird gleichzeitig Wärme an die Umgebungsluft oder an ein Nachbarbauteil abgeleitet. Abb. 4.1 /14/ zeigt exemplarisch den Einfluß der Frischbetontemperatur, des Bauteilquerschnitts und der Umgebungstemperatur auf die Kerntemperatur einer Wand. Es zeigt sich ein großer Einfluß auf den Temperaturverlauf im Bauteilkern. Die Hydratationswärmeentwicklung korrespondiert mit der Betontemperatur.

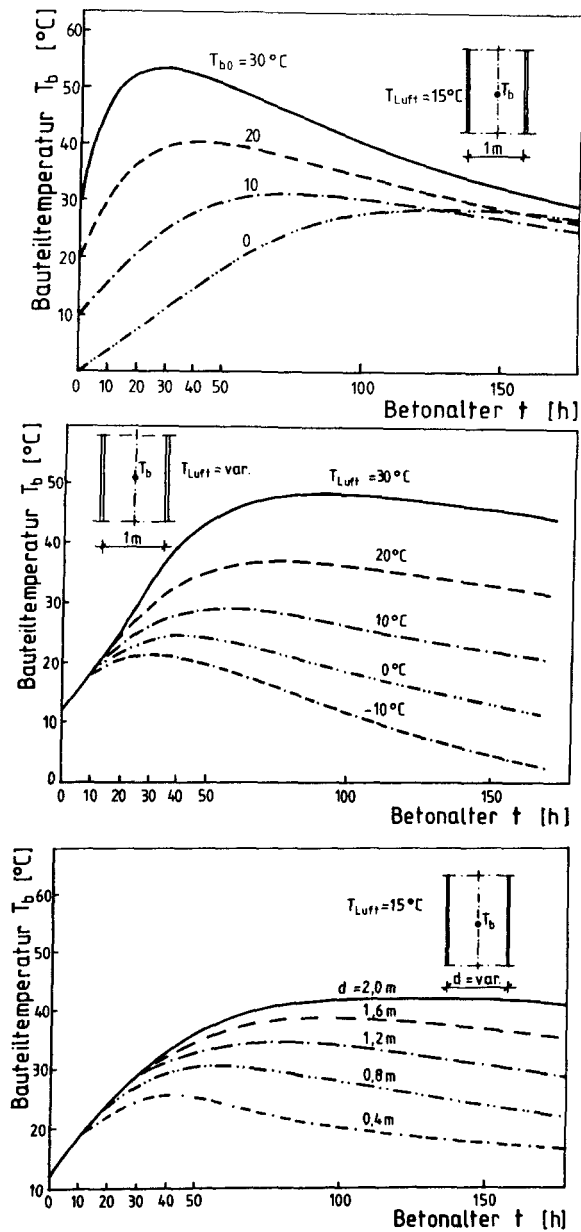


Abb. 4.1: Prinzipieller Einfluß von Frischbetontemperatur, Lufttemperatur bzw. Bauteildicke auf die Temperaturentwicklung im Bauteil /14/

Anliegen einer analytischen Beschreibung von Wärmeentwicklungsvorgängen ist es, die zugrunde liegenden Wirkungsmechanismen wirklichkeitsnah wiederzugeben. Dabei sind betontechnologische Einflüsse, Temperaturrandbedingungen und Wärmeübergangsbedingungen zu berücksichtigen.

4.3 Fourier-Differentialgleichung der Wärmeleitung

Die Temperatur im Bauteil ist zeit- und ortsveränderlich. Das instationäre Temperaturfeld wird durch die Fourier'sche Differentialgleichung der Wärmeleitung mit Wärmequelle beschrieben:

$$\frac{\partial T}{\partial t} = \frac{\lambda_b}{c_b \cdot \rho_b} \cdot \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} + \frac{q_b(x, y, z, t, T)}{\lambda_b} \right) \quad (4.1)$$

mit:

T	: orts- und zeitveränderliche Temperatur	[K]
t	: Betonalter, Zeit	[h]
x, y, z :	Koordinaten eines Punktes	[m]
λ_b	: Wärmeleitzahl des Betons	[kJ/mKh]
c_b	: spezifische Wärme des Betons	[kJ/kgK]
ρ_b	: Rohdichte des Betons	[kg/m ³]
q_b	: Wärmeentwicklung im Betonvolumen als Funktion des Ortes, der Zeit und der Temperatur	[kJ/m ³ h]

Die Lösung der Fourier'schen DGL für ein Bauteil bestimmter Abmessungen und Randbedingungen wird nur möglich, wenn eine Beschreibung der Wärmeentwicklung q_b gelingt (q_b wird in /64/ auch als Wärmeentwicklungsgeschwindigkeit, in /81/ als Wärmequellenterm bezeichnet). Hierauf wird im folgenden eingegangen.

4.4 Geschwindigkeit und Transformation von Prozessen

Im Bauteil muß das unbekannte Temperaturfeld bei simultaner Berücksichtigung von Wärmeentwicklung und -leitung bestimmt werden. Dabei sind Temperatur und Hydratationswärmeentwicklung gekoppelt. Wie bei der Ableitung der Kopplungsbeziehungen vorgegangen wird, ist in der Literatur mehrfach behandelt worden (s. /81/).

Die Prozeßgeschwindigkeit der Hydratation des Betons kann als Produkt eines Prozeßfaktors $p = p$ (Reaktionskinetik, ...) und eines temperaturabhängigen Geschwindigkeitsfaktors $k(T)$ ausgedrückt werden. Mit der abgegebenen Wärmemenge $Q(t, T)$ beträgt die Prozeßgeschwindigkeit:

$$\frac{dQ}{dt} = q(t) = p \cdot k(T(t)) \quad [\text{kJ/m}^3\text{h}] \quad (4.2)$$

Liegt ein unter definierter Temperaturrandbedingung gemessener Wärmeabgabeprozess $Q_1(t_1, T_1)$ vor, so kann mit ihm auf einen anderen unbekannten Prozess $Q_2(t_2, T_2)$ geschlossen werden. Hierzu sind die Prozeßgeschwindigkeiten einander gegenüberzustellen:

Referenzprozeß Q_1 :

$$\frac{dQ_1}{dt} = p_1 \cdot k(T_1(t)) \quad (4.3)$$

Prozeß Q_2 :

$$\frac{dQ_2}{dt} = p_2 \cdot k(T_2(t)) \quad (4.4)$$

Wird der Referenzprozeß Q_1 im Labor mit dem Beton für das künftige Bauwerk durchgeführt, so ist:

$$p_1 = p_2$$

Damit verhalten sich die Prozeßgeschwindigkeiten wie die Geschwindigkeitsfaktoren:

$$\frac{dQ_1/dt}{dQ_2/dt} = \frac{k(T_1(t))}{k(T_2(t))} \quad (4.5)$$

Aus dem Experiment ist der Zuwachs der Wärmeabgabe dQ_1 im Zeitintervall dt_1 bekannt. Damit kann das zum Prozeß Q_2 zugehörige Zeitintervall dt_2 ausgedrückt werden, wenn man

$$dQ_1 = dQ_2 = dQ \quad (4.6)$$

setzt (s. auch Abb. 4.4):

$$dt_1 = \frac{k(T_2(t_2))}{k(T_1(t_1))} \cdot dt_2 = \frac{1}{k'} \cdot dt_2 \quad (4.7)$$

Der Faktor k' stellt einen Zeitmaßstabsfaktor dar. Mit ihm wird die Zeitskala von t_2 verzerrt, damit die Prozeßfortschritte $dQ_1 = dQ_2$ werden. Integriert man Gl. (4.7) nach Umordnung

$$\int_0^{t_1} k(T_1(t_1)) \cdot dt_1 = \int_0^{t_2} k(T_2(t_2)) \cdot dt_2 \quad (4.8)$$

so erhält man die implizite Abhängigkeit der Zeiten t_1 und t_2 , die bei beiden Prozessen Q_1 und Q_2 zum identischen Hydratationsgrad führen.

Zur Auswertung der Gl.n. (4.5) und (4.7) muß noch über die Geschwindigkeitsfaktoren $k(T)$ verfügt werden, die man üblicherweise Reifefunktionen nennt. Für diese existieren empirische Ansätze, die im folgenden besprochen werden.

4.5 Reifefunktionen und Zeittransformationen

In der Literatur /80/ werden seit den frühen 50er Jahren verschiedene empirische Reifefunktionen vorgeschlagen. Byfors /28/ untersuchte die wesentlichen Funktionen im Hinblick auf deren Eignung zur Vorhersage des Erhärtungsfortschritts bei veränderlichen Erhärtungstemperaturen. Im folgenden werden die drei wesentlichen Reifefunktionen nach Nurse/Saul (Gl. (4.9)), Van't Hoff/Rastrup (Gl. (4.12)) und Arrhenius/Freiesleben (Gl. (4.15)) untersucht und verglichen.

4.5.1 Reifefunktion nach Nurse/Saul

Die Beziehung von Nurse/Saul /126/ ist die jüngste und gleichzeitig die in der Praxis am weitesten verbreitete Reifefunktion. Nurse/Saul setzen ein proportionales Verhältnis zwischen Temperatur und Hydratationsrate voraus. Die Zementreaktion kommt, einmal in Bewegung gebracht, erst bei einer Temperatur von -10°C zum Erliegen. Somit ergibt sich die Reifefunktion wie folgt:

$$k_S = (T + 10) \quad [^\circ\text{C}] \quad (4.9)$$

Durch Einsetzen von Gl. (4.9) in Gl. (4.7) und für den Sonderfall einer konstanten Bezugstemperatur T_1 folgt nach Integration die bekannte Form

$$t_1 = \int_0^{t_2} \frac{(T_2(t_2) + 10)}{T_1 + 10} \cdot dt_2 \quad [\text{h}] \quad (4.10)$$

Als gebräuchliche konstante Bezugstemperatur wird in der Regel 20 °C gewählt, so daß sich als sogenanntes "wirksames Alter"

$$t_w = \int_0^t \frac{(T(t) + 10)}{30} \cdot dt \quad [\text{h}] \quad (4.11)$$

ergibt.

4.5.2 Reifefunktion nach Van't Hoff/Rastrup

Van't Hoff (1852-1911) erkannte die für chemische Umsetzungen in weiten Bereichen gültige Verdoppelung der Reaktionsgeschwindigkeit bei Temperaturerhöhungen um 10 K. Rastrup /95/ bestätigte durch Versuchsauswertungen die Gültigkeit dieser Annahme für $0 \leq T \leq 45$ °C. Andere Autoren z.B. /81/ nennen für heterogene Systeme Vervielfachungsraten von 1,2 bis 1,5 je 10 K Temperaturerhöhung. Die Reifefunktion ergibt sich dann zu:

$$k_R = r^{\frac{T}{10}} = e^{\frac{T}{10} \cdot \ln r} \quad [-] \quad (4.12)$$

mit r als empirischem Vervielfachungsfaktor. Aus Gl. (4.12) und Gl. (4.7) wird somit nach Integration für den Sonderfall der konstanten Temperatur

$$t_1 = \int_0^{t_2} e^{\left[(T_2(t_2)) - T_1 \right] \cdot \frac{\ln r}{10}} dt_2 \quad [\text{h}] \quad (4.13)$$

Das "wirksame Alter" lautet dann für $T = 20\text{ }^{\circ}\text{C}$:

$$t_w = \int_0^t e^{\left[(T(t)) - 20 \right] \cdot \frac{\ln r}{10}} dt \quad [\text{h}] \quad (4.14)$$

Anhand von Gl. (4.13) erkennt man, daß die Prozeßgeschwindigkeit bei konstantem Vervielfachungsfaktor und steigenden Temperaturdifferenzen überproportional zunimmt, während man in Wirklichkeit bei hohen Temperaturen eine Abnahme des Geschwindigkeitszuwachses beobachtet.

Will man größere Temperaturbereiche erfassen, so ist es erforderlich, den Faktor r für den Zementtyp und den Prozeßtemperaturbereich über Versuche anzupassen. Somit ist die strenge Trennung des Produktansatzes (Gl. (4.2)) in prozeßtemperaturabhängige und -unabhängige Terme nicht mehr gegeben.

4.5.3 Reifefunktion nach Arrhenius/Freiesleben/Pedersen

Freiesleben, Pedersen /46/ haben folgende Funktion vorgeschlagen

$$k_F = p \cdot e^{-\frac{E}{R T_K}} \quad [-] \quad (4.15)$$

mit:

p = Prozeßfaktor	$[-]$
E = Aktivierungsenergie	$[\text{J/mol}]$
R = allgemeine Gaskonstante $R = 8,315$	$[\text{J/molK}]$
T_K = absolute Temperatur	$[\text{K}]$

Diese Funktion geht auf die Arrheniusfunktion der Reaktionskinetik zurück. Setzt man Gl. (4.15) in Gl. (4.7) ein und integriert nach der Zeit, so ergibt sich

$$t_1 = \int_0^{t_2} e^{\frac{E}{R} \cdot \left(\frac{1}{T_{K1}(t_1)} - \frac{1}{T_{K2}(t_2)} \right)} \cdot dt_2 \quad [\text{h}] \quad (4.16)$$

Der Exponentialausdruck enthält den sog. Boltzmann'schen Faktor /16/, der den Bruchteil derjenigen Teilchenzusammenstöße charakterisiert,

bei denen die gesamte Stoßenergie ausreicht, um die für die Reaktion notwendige Energieschwelle zu überwinden. Diese Funktion ist geeignet, einen großen Temperaturbereich zwischen -10 °C bis $+80\text{ °C}$ zu beschreiben.

Die Aktivierungsenergie E müßte prinzipiell für jede chemische Zementzusammensetzung ermittelt werden. Copeland /31/, Freiesleben und Pedersen /46/ fanden folgenden Zusammenhang, der für unterschiedlichste Zementzusammensetzungen Gültigkeit hat:

$$E(T) = 33,5 \quad \text{für } T > 20\text{ °C} \quad [\text{kJ/mol}] \quad (4.17)$$

$$E(T) = 33,5 + 1,47 \cdot (20 - T) \quad \text{für } T \leq 20\text{ °C}$$

Das "wirksame Alter" bezogen auf die konstante Prozeßtemperatur $T = 20\text{ °C}$ lautet dann

$$t_{20} = \int_0^t e^{\frac{E}{R} \cdot \left(\frac{1}{293} - \frac{1}{T_K} \right)} \cdot dt \quad [\text{h}] \quad (4.18)$$

Einige generelle Eigenschaften der Reifefunktion nach Arrhenius/Freiesleben lassen sich aus Gl. (4.15) ablesen. Da T_K als absolute Temperatur in Kelvin anzugeben ist, sind nur positive Werte sinnvoll. Für T_K gegen unendlich strebt der Ausdruck e^{-1/T_K} gegen 1, für T_K gegen 0 strebt e^{-1/T_K} ebenfalls gegen 0. Für den Prozeßgeschwindigkeitsfaktor k_F nach Gl. (4.15) kann nach /81/ somit gefolgert werden:

- Je größer die erforderliche Aktivierungsenergie ist, desto geringer wird die Anzahl der Teilchenstöße, die eine Reaktion der beteiligten Partikel zur Folge haben;
- Je höher die Temperatur ansteigt (Erhöhung der kinetischen Energie), desto stärker strebt die Prozessgeschwindigkeit ihrem Maximalwert p zu.

4.6 Vergleich und Auswahl der Reifefunktion

Die von Nurse/Saul vorgeschlagene Reifefunktion geht von Proportionalität zwischen Temperatur und Hydratationsrate aus, wobei die Reaktion bei 0 °C zum Stillstand kommt. In Versuchen von Bergström /13/ wurde gezeigt, daß die Zementhydratation, einmal in Gang gesetzt, bis -10 °C nicht zum Stillstand kommt; deshalb führte er eine Temperaturdifferenz von 10 K in den linearen Zusammenhang ein. In Abb. 4.2 ist deutlich zu erkennen, daß sich der Einfluß höherer Temperatur in der Soul/Nurse-Funktion verglichen mit den anderen Reifefunktionen am geringsten niederschlägt. Im Bereich zwischen -5 bis +20 °C wird der Temperatureinfluß überbewertet.

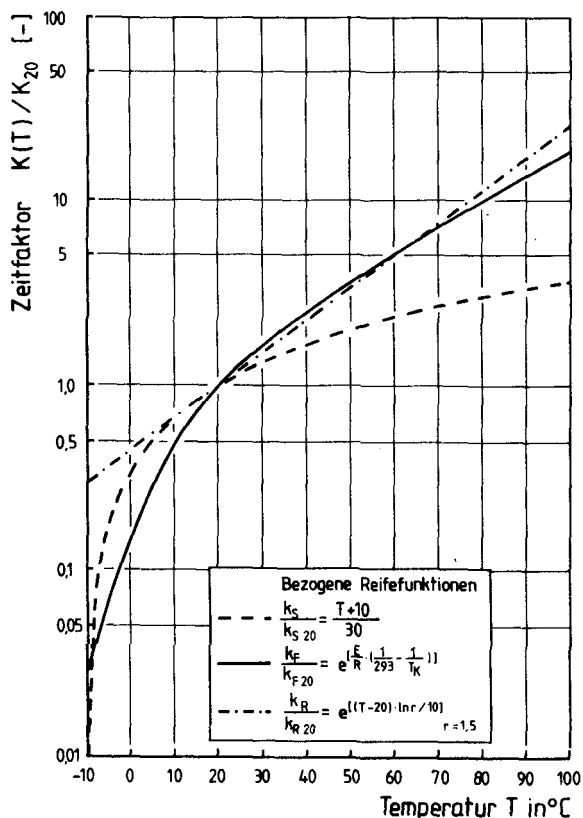


Abb. 4.2: Vergleich der Reifefunktionen

Die Reifefunktion nach van't Hoff/Rastrup /95/ benutzt die aus der Chemie bekannte Annahme der Verdoppelung der Teilchenanstöße je 10 °C Temperaturerhöhung. Da der Vervielfältigungsfaktor $r = 2$ für erhöhte Temperaturen eine zu starke Beschleunigung des Prozeßfortschrittes mit sich bringt, variierte Marx /81/ die Faktoren je nach Randbedingungen zwischen $r = 1,2$ und $r = 2,0$. Dies entspricht einer Verdrehung der Geraden, die man bei logarithmischer Ordinate erhält, so daß in Teilbereichen des Temperaturspektrums eine gute Übereinstimmung mit dem tatsächlichen Reaktionsfortschritt erreicht wird.

Freiesleben, Hansen, Pedersen /46/ verbesserten die auf Arrhenius zurückgehende Funktion für eine temperaturabhängige Reaktionsaktivierung. Diese Funktion besitzt die Fähigkeit, die Temperatureinflüsse in weitem Bereich (-10 bis +80 °C) zu berücksichtigen. Die temperaturabhängige Aktivierungsenergie ergibt sich aus Gl. 4.17.

Aufgrund der eigenen Versuchsergebnisse /121/ lassen sich die folgenden Schlüsse ziehen:

- Der Hydratationsprozeß läuft bei unterschiedlichen Temperaturen unterschiedlich schnell ab. Seine mathematische Beschreibungsfunktion sollte bei ansonsten gleichartigen Bedingungen (Zementart, Betonrezeptur), einen einheitlichen Verlauf der Transformation auf eine beliebige Temperaturfunktion $T(t)$ ermöglichen.
- Die Transformation von adiabatischen Wärmeentwicklungsmessungen bei unterschiedlichen Ausgangstemperaturen auf eine isotherme Bedingung (20 °C) müssen deckungsgleiche transformierte Verläufe ergeben.

Wie Abb. 4.3 b zeigt, gibt die Reifefunktion nach Nurse/Saul die tatsächlichen Vorgänge im Beton bei erhöhter Temperatur weniger gut wieder, weil deren transformierte Verläufe Abweichungen zeigen. Langjährige Erfahrungen mit dieser weit verbreiteten, einfach aufgebauten Funktion zeigen brauchbare Resultate in Bereichen, wo die Rückkopplung zwischen Temperaturfeld und Hydratationsfortschritt nur eine untergeordnete Rolle spielt.

Die Reifefunktion nach Van't Hoff/Rastrup ist eine phänomenologische Beziehung, die aber - bei entsprechender Wahl der Parameter - den cha

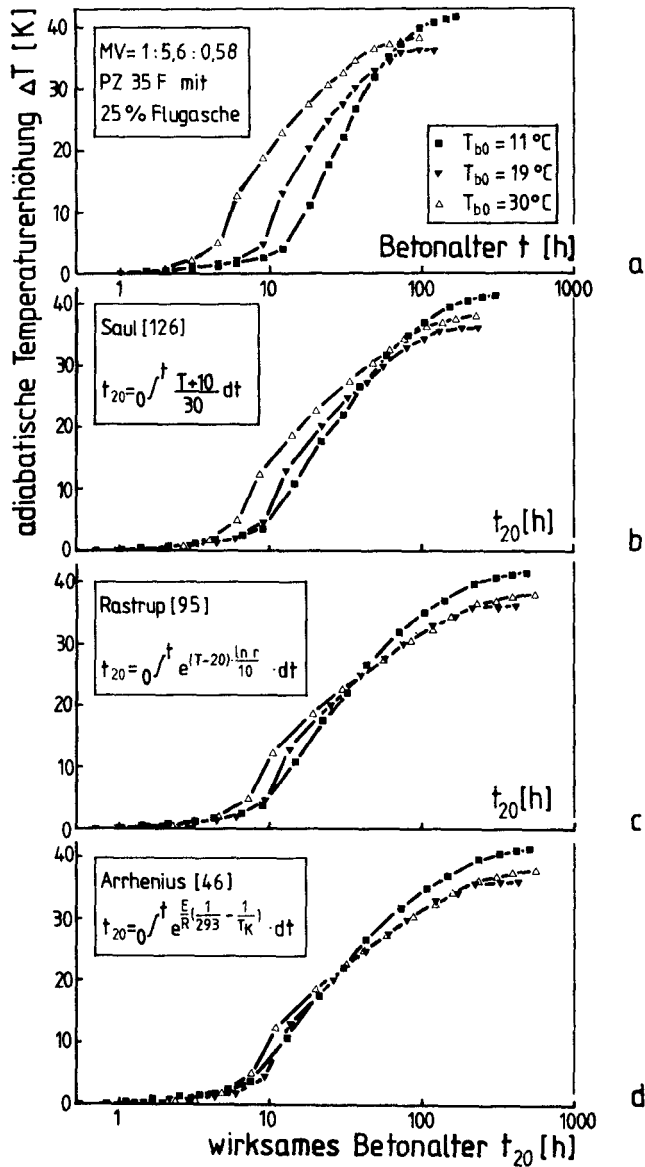


Abb. 4.3: Anwendung der verschiedenen Reifefunktionen auf die adiabatische Temperaturerhöhung bei unterschiedlichen Frischbetontemperaturen

rakteristischen Verlauf der chemischen Zementreaktionen brauchbar beschreiben kann (s. Abb. 4.3 c).

Die Reifefunktion nach Arrhenius/Freiesleben wird den chemischen Vorgängen der Zementhydratation wohl am gerechtesten; die zu bestimmenden Parameter für die Aktivierungsenergie E wurden in Abb. 4.3 d entsprechend Gl. (4.17) gewählt. Im folgenden wird die Arrheniusfunktion weiter verwendet.

4.7 Kopplung von adiabatischer Prozeßtemperatur, isothermer Grundfunktion und Wärmeentwicklungsprozeß im Bauteil

Die adiabatische Wärmeentwicklung - völlig verhinderter Wärmeabfluß - kann aus der Wärmeleitungsgleichung formuliert werden. Mit (T, i) , $i = 0$ folgt aus Gl. (4.1) die adiabatische Wärmefreisetzung

$$q_{ad} = c_b \cdot \rho_b \cdot \frac{\partial T_{ad}}{\partial t} \quad (4.19)$$

Bei isothermer Randbedingung ergibt sich durch den Einfluß der Temperatur auf den Hydratationsablauf ein unterschiedlicher zeitlicher Verlauf der Wärmefreisetzung als unter adiabatischer Bedingung freigesetzte Wärmemenge. Mit der Reifefunktion Gl. (4.18) läßt sich der isotherme Funktionsverlauf q_{is} aus den adiabatischen Werten zurückrechnen.

In Bauteilen mit natürlichen Randbedingungen führt die beim chemischen Reaktionsprozeß freigesetzte Wärme zunächst zu einer Temperaturerhöhung im Beton, die von dem Wärmeabfluß über die Bauteiloberflächen sowie zu Nachbarbauteilen oder zum Baugrund beeinflusst wird. Bei der Berechnung des Temperaturfelds ist deshalb der Einfluß der veränderlichen Bauteiltemperatur auf den lokalen Hydratationsprozeß und die lokale Wärmeentwicklung zu berücksichtigen.

Ausgehend vom Verhalten des Betons unter adiabatischer Bedingung können veränderliche Temperaturen durch eine Zeitverzerrungsfunktion berücksichtigt werden. Zwischen der temperaturabhängigen Hydratationswärmeentwicklung $q_{ad}(t)$ und dem isothermen Verlauf $q_{is}(t_w)$ ergeben sich nach Abb. 4.4 folgende Beziehungen:

$$Q_{ad}(t) = Q_{is}(t_w) \quad (4.20a)$$

$$q_{ad}(t) = \frac{\partial Q_{is}(t_w)}{\partial t_w} \cdot \frac{dt_w}{dt} = q_{is}(t_w) \cdot \frac{dt_w}{dt} \quad (4.20b)$$

$$dt_w = \frac{1}{k'(T)} \cdot dt \quad (4.20c)$$

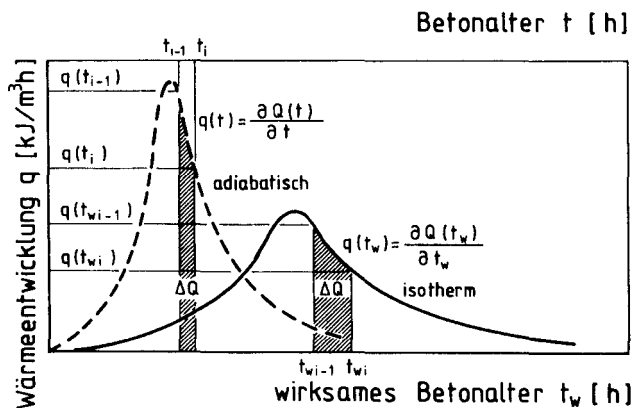
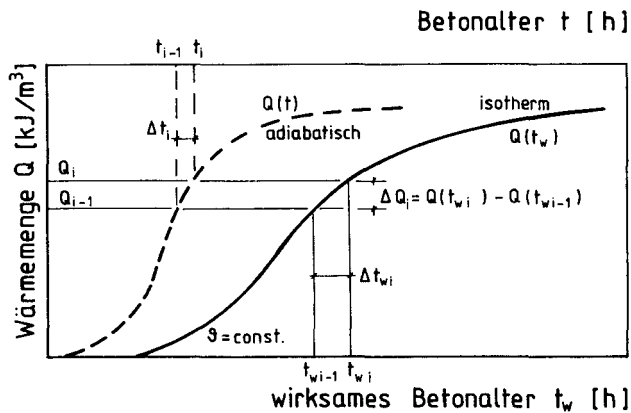


Abb. 4.4: Ermittlung der isothermen Wärmeentwicklung aus der adiabatischen Funktion

Die innerhalb eines Zeitschrittes Δt freigesetzte Wärme kann aus der Zeitfunktion für die adiabatische Wärmeentwicklung bestimmt werden.

$$\begin{aligned}\Delta Q_i &= \Delta Q_{is} = \Delta Q_{ad} & (4.21) \\ &= Q_{ad}(t_i) - Q_{ad}(t_{i-1}) = Q_{is}(t_{wi}) - Q_{is}(t_{wi-1}) \\ &= (q_{ad}(t_i) + q_{ad}(t_{i-1})) \cdot \Delta t_i = (q_{is}(t_{wi}) + q_{is}(t_{wi-1})) \cdot \Delta t_{wi}\end{aligned}$$

Mit der zu Beginn des Zeitschritts bekannten, unter Berücksichtigung der adiabatisch gemessenen Temperatur ermittelten Wärmeentwicklung q_{i-1} läßt sich der Wert q_x zu einem vorgegebenen fiktiven Zeitpunkt $t = t_{i-1} + x \cdot \Delta t$ angeben. Bei vereinfachter Annahme eines linearen Funktionsverlaufs und einer mittleren Wärmeentwicklung $\Delta Q_i / \Delta t_i$ innerhalb des Zeitschrittes Δt_i entsteht die Beziehung

$$q_x = q_{i-1} + 2 \cdot x \left[\frac{\Delta Q_i}{\Delta t_i} - q_{i-1} \right] \quad (4.22)$$

Für den nächsten Zeitschritt ist der auf die Aktualzeit bezogene Wert der Wärmeentwicklung zum Zeitpunkt $t_i = t_{i-1} + \Delta t_i$ heranzuziehen:

$$q_i = q_{i-1} + 2 \left[\frac{\Delta Q_i}{\Delta t_i} - q_{i-1} \right] \quad (4.23)$$

Für die weitere numerische Berechnung werden die in Abb. 4.5 dargestellten Vereinfachungen getroffen.

- Die Temperatur ändere sich im Zeitintervall Δt_2 linear von T_i auf T_{i+1} .
- Der sich linear verändernden Temperatur sei eine gemittelte konstante Prozeßtemperatur $T_{m,i+1}$ im Zeitintervall $\Delta t_{2,i}$ äquivalent.
- Der Zeitmaßstabsfaktor $k(T(t))$, der die Prozeßintervalle $\Delta t_{1,i+1}$ und $\Delta t_{2,i+2}$ koppelt, sei im Intervall konstant.

Im aktuellen Zeitintervall $\Delta t_{2,i+1}$ sind die Elementtemperaturen T_{i+1} und die mittleren Prozeßtemperaturen $T_{m,i+1}$ i.allg. unbekannt. Zur Ermittlung genauerer Temperaturwerte (T_{i+1}) ist eine iterative Berechnung unter Beachtung der gegenseitigen Rückkoppelung zwischen Wärmeab-

gabe und Wärmeleitung erforderlich. Zur Bestimmung der Wärmefreisetzungsrate im Bauteil wird in analoger Weise verfahren.

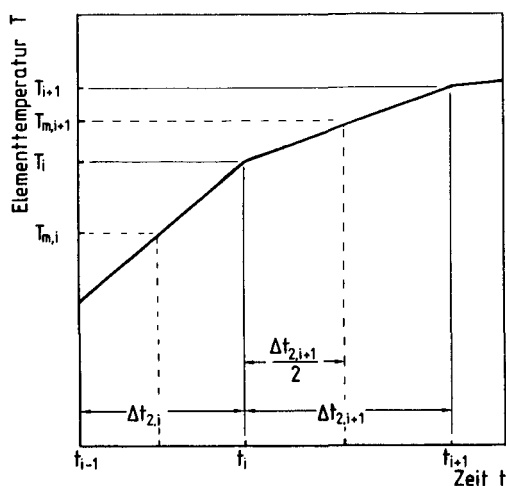


Abb. 4.5: Vereinfachungen bezüglich der Temperaturänderungen für numerische Berechnungen

4.8 Zusammenfassung

Mit der dargelegten Vorgehensweise ist es möglich, die Temperaturabhängigkeit der Hydratationswärmeentwicklung und die Kopplung zwischen beiden Größen zu berücksichtigen. Als Resultat eines iterativen Prozesses werden, unter Benutzung mittlerer Intervallwerte für die Berechnung der Zuwächse, am Ende eines jeden Zeitintervalls Δt Temperaturen und Hydratationsgrade ausgewiesen. Die Definition des Hydratationsgrades erfolgt dabei gemäß Gl. (2.3) als Summe der bis zum Betrachtungszeitpunkt abgegebenen Hydratationswärme zur Gesamthydratationswärme. Die Hydratationsgrade bilden die Grundlage für die Darstellung hydratationsgradabhängiger Werkstoffparameter, die für eine integrale Spannungs- und Dehnungs-Berechnung erforderlich sind.

5. GEKOPPELTE BERECHNUNG VON TEMPERATUR- UND ERHÄRTUNGSFELDERN

In diesem Abschnitt werden die mathematischen Hilfsmittel bereitgestellt, die zur Berechnung von Wärmeausgleichsvorgängen und des Hydratationsfortschrittes unter Berücksichtigung der prozeßtemperaturabhängigen Hydratationswärmeabgabe im Bauteil notwendig sind. Nach der Darlegung der Grundlagen für die Wärmeleitberechnung werden die relevanten Wärmeübergangsbedingungen und die Wärmeentwicklung zusammengestellt. Sodann wird das numerische Verfahren der kombinierten Berechnung von Temperatur- und Hydratationsgradiententwicklung dargestellt.

Im Folgenden wird für die Zeitinkrementierung t und für das Betonalter τ als Bezeichnung verwendet.

5.1 Grundlegende Zusammenhänge der Temperaturfeldberechnung

Alle Strukturen sind in Realität dreidimensional. Durch vereinfachende Annahmen lassen sich aber die meisten Probleme in der Praxis zufriedenstellend zweidimensional darstellen.

Das Temperaturfeld $T(x,y,z,t)$ stellt die örtliche Verteilung der Temperatur zu einem bestimmten Zeitpunkt dar und ergibt sich als Lösung der Fourier'schen DGL (siehe Abschnitt 4.3). Der durch ein Temperaturgefälle

$$T_i = \left[\frac{\partial T}{\partial x}, \frac{\partial T}{\partial y}, \frac{\partial T}{\partial z} \right] \quad (5.1)$$

erzeugte Wärmeabfluß q_i folgt den Gesetzen der Wärmeleitung und ist von den Wärmeübergangsbedingungen in der Grenzschicht zwischen Körperoberfläche und der umgebenden Grenzschicht abhängig /154/.

Nach dem Fourier'schen Gesetz ist die Wärmestromdichte, d.h. die je Flächen- und Zeiteinheit transportierte Wärmemenge, dem Temperaturgradienten proportional:

$$q_i = \frac{Q_i}{A_i t} = - \lambda_i \frac{T_i}{d_i} \quad [\text{W/m}^2] \quad (5.2)$$

mit:

Q_i = richtungsbezogene transportierte Wärmemenge	$[W/m^2K]$
A_i = Flächeneinheit normal zur jeweiligen Richtung	$[m^2]$
t = Zeiteinheit	$[h]$
λ_i = Wärmeleitfähigkeit	$[W/mK]$
q_i = richtungsbezogene Wärmestromdichte	$[W/m^2]$
d_i = Richtungskordinaten	$[m]$

Die Wärmeleitfähigkeit λ des Stoffes ist eine skalare Größe. Sie hängt bei isotropem Materialverhalten von der Temperatur, der Stoffzusammensetzung u.a. ab.

Bei instationären Vorgängen wird die Wärmebilanz im Volumenelement (Abb. 5.1) für die in der Zeiteinheit gespeicherte, abgeleitete und zugeführte Wärmemenge aufgestellt. Für einen momentanen Zustand ergibt sich aus der zeitlichen Temperaturänderung die im Element gespeicherte Wärmemenge zu

$$dQ = c \cdot \rho \cdot \frac{\partial T}{\partial t} \cdot dV \cdot dt \quad [W/m^3K] \quad (5.3)$$

mit:

c = spezifische Wärmekapazität	$[J/kgK]$
ρ = Rohdichte	$[kg/m^3]$

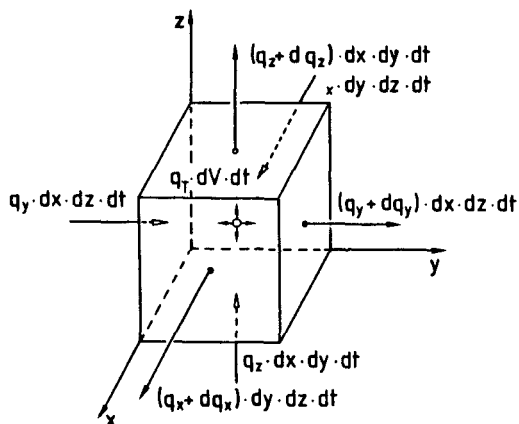


Abb. 5.1: Wärmebilanz im Volumenelement

Die Differenz zwischen der beim Wärmetransport im Zeitinkrement zu- und abgeführten Wärmemenge verbleibt im Volumenelement und trägt zur Wärmebilanz bei:

$$dQ = (q_i) \cdot dV \cdot dt$$

$$\text{bzw.} \quad (5.4)$$

$$dQ = \left(\frac{\partial q_x}{\partial x} + \frac{\partial q_y}{\partial y} + \frac{\partial q_z}{\partial z} \right) \cdot dV \cdot dt$$

Unter der Voraussetzung einer im Volumenelement konstanten Wärmeleitfähigkeit vereinfacht sich Gl. (5.4) zu

$$dQ = -\lambda \cdot \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) \cdot dV \cdot dt \quad (5.5)$$

Nach dem Gesetz der Energieerhaltung muß das Gleichgewicht mit der Wärmeentwicklung

$$dQ = q \cdot dV \cdot dt \quad (5.6)$$

innerhalb eines Elementes gewährleistet sein:

$$q = c \cdot \rho \cdot \frac{\partial T}{\partial t} - \lambda \cdot \left(\frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2} \right) \quad (5.7)$$

Zur Lösung der Feldgleichungen müssen Anfangs- und Randbedingungen $T_a(x, y, z, t)$ eingeführt werden. Als Randbedingungen können die Temperaturen der Körperoberfläche $T_0(x, y, z, t)$, der Wärmeabfluß durch die Grenzflächen $q_0(t)$ oder die Umgebungstemperatur $T_u(t)$ vorgegeben werden.

5.2 Arten der Wärmeübertragung

Folgende Arten der Wärmeübertragung sind zu unterscheiden:

- Wärmeübertragung durch Leitung in festen oder in unbewegten, flüssigen und gasförmigen Körpern,

- Wärmeübertragung durch Konvektion (Wärmemitführung) in bewegten flüssigen oder gasförmigen Körpern,
- Wärmeübertragung durch Strahlung, die sich ohne materiellen Träger vollzieht.

Bei technischen Anwendungen wirken oft alle drei Arten der Wärmeübertragung zusammen. Da die einzelnen Arten der Wärmeübertragung unterschiedlichen Gesetzen gehorchen, muß man sie zunächst gesondert betrachten. Die Konvektion ist allerdings im Zusammenhang mit der Wärmeleitung zu sehen, da an der wärmeabgebenden Oberfläche selbst die Wärme durch Leitung an die vorbeiströmenden Teilchen des bewegten Stoffes abgegeben wird. Für die Temperaturentwicklung in einem Betonbauteil kann man sich auf die Wärmeleitung in Verknüpfung mit Wärmestrahlung beschränken. Die Wärmeströmung hingegen kommt nur in Sonderfällen z.B. bei der Innenrohrkühlung von Massonbeton als Wärmeübertragung hinzu.

Der Wärmeaustausch zwischen der Oberfläche des Körpers und der Umgebung erfolgt durch Wärmeleitung in der Grenzschicht und wird von Strömungseffekten im umgebenden Medium und Wärmestrahlung überlagert. Das Newton'sche Abkühlungsgesetz geht von proportionalen Verhältnissen zwischen der an der Oberfläche do in der Zeit dt abgegebenen Wärmemenge dQ_0 und der Temperaturdifferenz $T_0 - T_u$ zwischen Körperoberfläche und Umgebung aus:

$$dQ_0 = \alpha \cdot (T_0 - T_u) \cdot do \cdot dt \quad (5.8)$$

Die Wärmeübergangszahl α kann dabei eine Funktion der Zeit und der Temperatur sein. Aus dem Gleichgewicht zwischen der abgeführten und der aus dem Körperinneren zugeführten Wärmemenge:

$$dQ_I = - \lambda \cdot \frac{\partial T}{\partial x} \cdot do \cdot dt \quad (5.9)$$

ergibt sich die in Abb. 5.2 dargestellte Übergangsbedingung für die Grenzschicht unter Berücksichtigung der differentiellen Länge dx normal zur Oberfläche do zu:

$$\lambda \cdot \frac{\partial T}{\partial x} = \alpha \cdot (T_o - T_u) \quad (5.10)$$

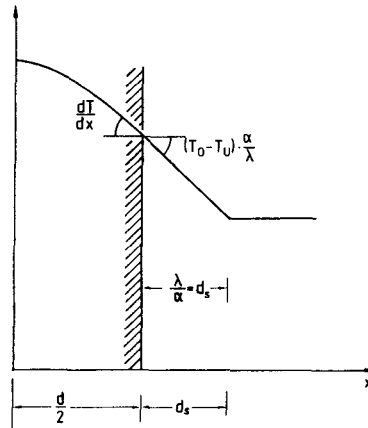


Abb. 5.2: Schematischer Temperaturverlauf in der Grenzschicht

Zur Diskretisierung des Systems mit finiten Elementen werden die lokalen Aussagen zum Wärmehaushalt in globale Bilanzbeziehungen über das Volumen und die Oberfläche des Körpers transformiert. Es entsteht ein lineares Gleichungssystem zur Lösung des instationären Feldproblems, das durch eine Zeitschrittrechnung gelöst werden kann.

Das Temperaturfeld in jedem Element wird durch eine Reihe von Interpolationen bzw. Formfunktionen N_i derart angenähert, daß die Temperatur einheitlich in jedem finiten Element als Knotentemperaturterm T_i definiert ist. Die Temperatur lautet damit:

$$T = \sum_i N_i(x, y, z) \cdot T_i(t) = \underline{N} \underline{T} \quad (5.11)$$

Die Zeitdifferentiation der Temperatur ergibt dann:

$$\dot{T} = \underline{N} \dot{\underline{T}} \quad (5.12)$$

Jede Formfunktion N_i wird so gebildet, daß am Knoten i der Wert 1 vorhanden ist und alle anderen Knoten 0 ergeben. In den angrenzenden Ele-

menten zu den Knoten nimmt N_i Werte kleiner als der Elementwert an und in den anderen Elementen verschwindet deren Wert /145/.

5.2.1 Wärmeleitung

Betrachten wir einen scheibenförmigen Ausschnitt von der Dicke dx aus einem Körper. Über die Dicke dx herrscht ein Temperaturunterschied dT . Damit lautet die Wärmestromdichte q :

$$q = -\lambda \cdot \frac{dT}{dx} \quad [W/m^2] \quad (5.13)$$

Das negative Vorzeichen besagt, daß die Wärme in Richtung abnehmender Temperatur strömt.

In Tab. 5.1 sind die Wärmeleitzahlen einiger Stoffe angegeben. Danach leiten die Metalle die Wärme am besten. Die schlechtesten Wärmeleiter sind die Gase. Zwischen den Gasen und den festen Stoffen stehen die Dämmstoffe, deren Wirkung auf ihrer Porosität beruht.

Die Wärmeleitzahl des Betons wird durch die Zusammensetzung, den Luftporengehalt sowie die Temperatur bestimmt. Der Temperatureinfluß hängt maßgeblich vom Feuchtehaushalt des porösen Stoffes ab /62/.

Für Beton mit geschlossenem Gefüge können unter normalen, thermischen und hygrischen Bedingungen Werte zwischen $\lambda = 1,5$ und $2,1 \text{ W/m}\cdot\text{K}$ angenommen werden. Die Temperatur und Feuchteabhängigkeit der Wärmeleitzahl kann nach /62/ qualitativ dem in Abb. 5.3 angegebenen Verlauf entnommen werden.

Die Phase des jungen Betons ist durch die rasche Veränderung der Porenstruktur, die Bildung des Zementsteins und die Änderung des ungebundenen Wassergehalts geprägt. In den ersten 7 Tagen der Erhärtung kann eine Abnahme der Wärmeleitzahl bis zu 30 % auftreten, die im wesentlichen auf die innere chemische Selbst austrocknung zurückzuführen ist. Bei numerischen Temperaturfeldberechnungen ist die Wärmeleitzahl entsprechend Abb. 5.3 als Funktion des Hydratationsgrades und damit des Wassergehaltes sowie der Temperatur zu berücksichtigen. Der Temperatureinfluß im Bauteil durch unterschiedliche Wärmeleitzahlen

Stoffe		Temperatur T [°C]	Dichte ρ [kg/m ³]	Wärme- kapazität c [kJ/kgK]	Wärme- leitfähig- keit λ [W/mK]
mineral. Stoffe	dichte Natursteine	20	2200	0,71	3,50
	Gipsmörtel	20	1700	0,83	0,70
	Kalkmörtel	20	1900	0,88	0,87
	Zementmörtel	20	2200	0,88	1,40
	Normalbeton	20	2400	1,048	1,5-2,1
	Bimsbeton (porig)	20	800	1,048	0,29
	Leichtbeton (dicht)	20	1800	1,048	0,80
	Gasbeton	20	600	1,048	0,23
Mauerwerk	Kalksandstein (Vollst.)	20	1800	0,84	1,0
	Kalksandstein (Lochst.)	20	1200	0,84	0,70
	Ziegel MW (Vollst.)	20	1800	0,84	0,80
	Ziegel MW (Lochst.)	20	1200	0,84	0,52
	Gasbeton MW	20	800	0,84	0,40
Holz	Nadelholz	20	600	1,40	0,14
	Laubholz	20	900	1,40	0,21
	Sperrholz	20	600	1,47	0,14
	Faserplatten	20	300	1,47	0,06
	Pressplatten	20	400	1,47	0,10
Dämmstoffe	Glaswolle	20	200	0,66	0,037
	Mineralwolle	20	100	0,84	0,040
	Pflanzl. Faserstoffe	20	100	1,05	0,050
	Holzwoolleleichtbaupl.	20	200	1,34	0,09
	Korkplatten	20	160	1,68	0,04
	Schaumkunststoffe	20	25	1,38	0,04
sonst. Stoffe	Kunststoff (dicht)	20	1100	1,26	0,070
	Glas	20	2500	0,84	1,16
	Stahl	20	7850	0,50	58
	Aluminium	20	2700	0,92	168
	Erde (kiesig)	20	2040	0,84	0,59
	Sandboden	20	1600	0,84	1,67
	Tonboden	20	1450	0,88	1,28
	Sandstein	20	2200	0,71-0,92	1,6-2,1
Fluide	Wasser	20	998,2	4,183	0,598
	Schnee (kompakt)	0	560	2,100	0,46
	Eis	0	917	1,930	2,20
	Wasserdampf	100	0,589	2,135	0,0242
	Luft	0	1,276	1,005	0,0242
	Luft	50	1,078	1,008	0,0278

Tab. 5.1: Zahlenwerte der Rohdichte, Wärmekapazität und Wärmeleitfähigkeit verschiedener Stoffe für bestimmte Temperaturen

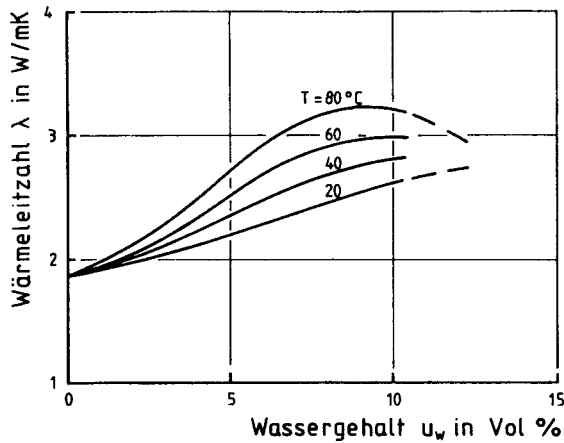


Abb. 5.3: Einfluß des Wassergehaltes und der Temperatur auf die Wärmeleitfähigkeit /62/

ist, wie in Abb. 5.4 nach /54/ dargestellt, bei praxisrelevanten Wärmeleitfähigkeiten sehr gering und kann in der Regel vernachlässigt werden.

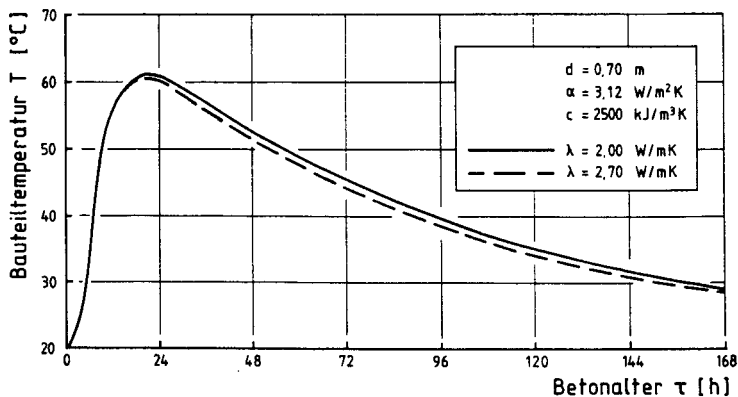


Abb. 5.4: Einfluß der Wärmeleitfähigkeit auf den Kerntemperaturverlauf eines Betonbauteils während der Hydratationswärmeentwicklung /54/

5.2.2 Wärmeübergangsbedingungen

Der Wärmeaustausch zwischen einem Fluid und einer festen Oberfläche ist ein außerordentlich verwickelter Vorgang, weil dabei Bewegungen des Fluids mitwirken, die sich in den weitaus meisten Fällen der Berechnung entziehen. Die Fluide haften in der Regel an der Oberfläche der festen Körper, bei gleicher Temperatur und ohne Geschwindigkeitsunterschied. Mit dem Abstand von der Oberfläche tritt ein wachsender Temperatur- und Geschwindigkeitsunterschied auf. Der Temperaturverlauf an der Oberfläche läßt sich vereinfachend durch eine Gerade darstellen, deren Endpunkt durch die Filmdicke δ_a der ruhenden Fluidschicht bekannt ist. In diesem Bereich wird die Wärme durch Leitung übertragen und der Wärmestrom Φ kann wie folgt definiert werden:

$$\Phi = \lambda_f \cdot A \frac{\Delta T_F}{\delta_a} \quad [\text{W}] \quad (5.14)$$

In dieser Gleichung ist λ_f die Wärmeleitfähigkeit des Fluids, ΔT_F die Temperaturdifferenz zwischen Fluid und festem Körper und A die Bezugsfläche. In der Praxis ist man dazu übergegangen, den Quotienten λ/δ_a als Wärmeübergangskoeffizienten α zu definieren. Man erhält damit den auf Newton zurückgehenden Ansatz für den Wärmestrom:

$$\Phi = \alpha \cdot A \cdot \Delta T_F \quad [\text{W}] \quad (5.15)$$

Im Faktor α sind alle Einflüsse der Eigenschaften und des Bewegungszustandes des Fluids zusammengefaßt.

Unter Berücksichtigung der Differenz zwischen Oberflächen- und Umgebungstemperatur kann die Wärmeübergangszahl für Betonoberflächen bei Windgeschwindigkeiten $v \leq 5 \text{ m/s}$ durch folgende Näherungsformel nach /67/ ermittelt werden:

$$\alpha = 2,6 \cdot (\Delta T^{0,25} + 1,54 \cdot v) \quad [\text{W/m}^2\text{K}] \quad (5.16)$$

Wird zusätzlich die Wärmeleitung durch eine Schalung mit der Schichtdicke δ_s und der Wärmeleitfähigkeit λ_s beeinflusst, so ergibt sich eine Wärmedurchgangszahl α_k zu:

$$\alpha_k = \frac{1}{\frac{1}{\alpha} + \frac{\delta_s}{\lambda_s}} \quad [\text{W/m}^2\text{K}] \quad (5.17)$$

Entsprechend ihrer Temperatur senden alle Körper Wärmestrahlen aus, die sich geradlinig fortpflanzen und beim Auftreffen auf feste Körper teilweise reflektiert, durchgelassen oder unter Umwandlung in Wärme absorbiert werden. Der Wärmestrom beim Strahlungsaustausch in der Grenzschicht unterschiedlicher Medien läßt sich durch die Stefan-Boltzmannsche Gleichung /16/ wie folgt beschreiben:

$$q_s = c_s \left[\left(\frac{T_{K1}}{100} \right)^4 - \left(\frac{T_{K2}}{100} \right)^4 \right] \quad [\text{W/m}^2] \quad (5.18)$$

wobei c_s die Strahlungsaustauschzahl und T_{K1} und T_{K2} die absoluten Temperaturen der benachbarten Oberflächen sind. Unter Anwendung des Newton'schen Abkühlgesetzes kann man die Strahlungswärme wie folgt anschreiben:

$$q_s = \alpha_s (T_1 - T_2) \quad [\text{W/m}^2] \quad (5.19)$$

Hierin ist α_s die Wärmeübergangszahl der Strahlung, die mit dem Temperaturfaktor a

$$\alpha_s = a \cdot c_s \quad [\text{W/m}^2\text{K}] \quad (5.20)$$

beträgt. Bei Raumtemperatur ist $a \sim 1$.

Sind die Einflüsse aus Windgeschwindigkeit, Sonneneinstrahlung und Außenlufttemperatur im Tagesgang bekannt, ergeben sich für eine numerische Berechnung des Temperaturfeldes innerhalb eines Bauteils zeitabhängige Werte des Gesamtwärmeübergangs zu

$$q = \alpha(t) \cdot \Delta T \cdot dA \cdot dt \quad [\text{W/m}^2\text{K}]$$

mit

$$\alpha(t) = \alpha_k(t) + \alpha_s(t) \quad [\text{W/m}^2\text{K}] \quad (5.21)$$

Bei gleichmäßiger Windgeschwindigkeit und normalen atmosphärischen Bedingungen kann vereinfachend mit konstanten Wärmeübergangszahlen gerechnet werden. In Abhängigkeit von der Lage der Oberflächen und der

Windgeschwindigkeit gibt Kehlbeck /67/ für Betonbauwerke im Freien die in Tab. 5.2 und 5.3 dargestellten Wärmeübergangskoeffizienten an.

α [$\text{W/m}^2\text{K}$] für Brückenbauteile, Platten, Wände	α_s	α_k	α
Fahrbahnplatte	4,2	8,8	13,0
Bodenplatte luftseitig	4,0	6,0	10,0
Bodenplatte zum Erdbereich	4,0	8,0	12,0
Stege, Wände in Schattenflächen	3,9	7,1	11,0
Stege, Wände in besonnten Flächen	4,0	7,5	11,5

Tab. 5.2: Mittlere Wärmeübergangszahl für unterschiedliche Bauteile bei einer Windgeschwindigkeit von 1,0 m/s nach /67/

Windgeschwindigkeit v [m/s]	0,0	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
α [$\text{W/m}^2\text{K}$]	7,8	11,5	15,2	18,9	22,6	26,3

Tab. 5.3: Anhaltswerte des Gesamtwärmeübergangskoeffizienten für Betonaußenwände in Abhängigkeit von der Windgeschwindigkeit nach /67/

Die Verdunstung von Wasser oder die Kondensation von Wasserdampf verbraucht bzw. setzt Wärme frei /68/. Die Temperatur an einer wärme- und feuchteübertragenden Oberfläche stellt sich auf einen Wert ein, der dem thermodynamischen Gleichgewicht entspricht. Entsprechend Abb. 5.2 kann die Abkühlung während der Verdunstung näherungsweise durch eine vergrößerte Wärmeübergangszahl erfaßt werden. Sonneneinstrahlung ist mit einer Erhöhung der Oberflächentemperatur verbunden, hat aber gleichzeitig eine größere Verdunstungsgeschwindigkeit und damit zusätzliche Wärmeabgabe zur Folge. Analoge Wirkung übt eine Erhöhung der Windgeschwindigkeit aus. Genauere Untersuchungen über diese gekoppelten Einflüsse sind in der Literatur nur vereinzelt zu finden /47,68/.

Abschließend wird die Wirkung aus unterschiedlichem Wärmeübergang in einem dauernd eingeschalteten und einem Bauteil ohne Schalung in Abb. 5.5 nach /54/ gegenübergestellt. Die Bauteiltemperatur wird demnach maßgebend von den Wärmeübergangsbedingungen beeinflusst.

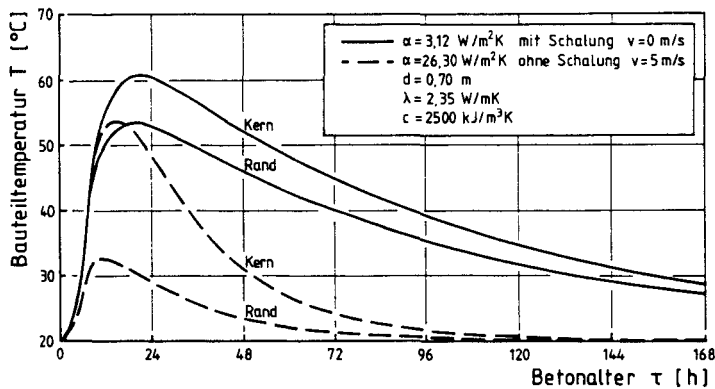


Abb. 5.5: Einfluß der Wärmeübertragungsbedingungen auf den Temperaturverlauf eines erhärtenden Betonbauteils /54/

5.3 Wärmekapazität

Die Wärmekapazität eines Stoffes, hier des Betons, ist diejenige Wärmemenge, die notwendig ist, um eine Raumeinheit eines Stoffes um ein Kelvin zu erwärmen. Sie lautet für Frischbeton

$$Q_b = z \cdot c_z + g \cdot c_g + w \cdot c_w \quad [\text{kJ/m}^3\text{K}] \quad (5.22)$$

mit:

z = Zementgehalt	$[\text{kg/m}^3]$
g = Zuschlaggehalt	$[\text{kg/m}^3]$
w = Wassergehalt	$[\text{kg/m}^3]$
c_z = spezifische Wärmekapazität des Zements	$[\text{kJ/kgK}]$
c_g = spezifische Wärmekapazität des Zuschlags	$[\text{kJ/kgK}]$
c_w = spezifische Wärmekapazität des Wassers	$[\text{kJ/kgK}]$

Die spezifische Wärmekapazität c_b für Frischbeton ergibt sich dann zu

$$c_b = \frac{Q_b}{\rho_b} \quad [\text{kJ/kgK}] \quad (5.23)$$

Für frische Kiessandbetone ergeben sich dann Werte zwischen 1,0 und 1,5 kJ/kgK, die mit zunehmender chemischer Bindung des Wassers auf $c_b \approx 0,9$ bis 1,0 kJ/kgK abfallen. Außerdem ist mit einer Temperaturer-

höhung von 25 °C auf 55 °C nach /19,100/ mit einer Erhöhung der Wärmekapazität von 3 bis 10 % zu rechnen.

Ähnlich wie bei der Wärmeleitzahl werden für numerische Berechnungen zeit-, feuchte- und temperaturabhängige Wärmekapazitäten berücksichtigt. In Abb. 5.6 wird nach /54/ an einem Beispiel die Abweichung des Temperaturverlaufs bei Variation der Wärmekapazität in dem oben angegebenen Bereich gegenübergestellt. Es ergeben sich nur geringe Unterschiede, wenn die Temperaturberechnung mit konstanten Wärmekapazitäten ermittelt wird.

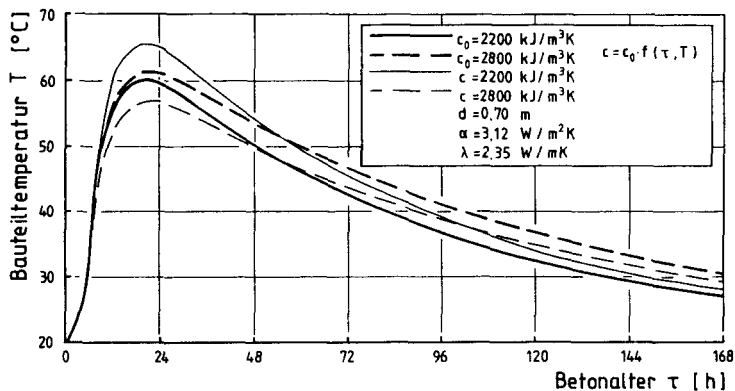


Abb. 5.6: Einfluß der Wärmekapazität auf den Temperaturverlauf während der Betonerhärtung im Bauteilkern /54/

5.4 Wärmeentwicklung

In Abschnitt 2 wurde festgestellt, daß die bei der chemischen Reaktion des Zements mit dem Wasser freigesetzte Wärme zur Menge des chemisch gebundenen Wassers und damit dem Hydratationsgrad weitgehend proportional ist. Alle Einflußfaktoren, die sich auf den Hydratationsablauf auswirken, bestimmen deshalb in gleichem Maße die Wärmeentwicklung. Die Abhängigkeit von der chemischen Zusammensetzung und Mahlfeinheit des Zements, dem Zementgehalt sowie dem Wasserzementwert werden aus adiabatischen Temperaturmessungen bei der numerischen Berechnung als bekannte Eingangsgrößen vorausgesetzt. Sie wird entsprechend Gl. (2.3) /64/ durch Regression von Meßwerten als geschlossene Funktion angegeben. Der Temperatureinfluß ist dagegen im Rechenansatz entsprechend

Gl. (4.18) zu erfassen. Nach /64/ läßt sich die Hydratationswärme des Betons zu

$$Q_b(t, \tau_w) = Q_{zmax} \cdot z \cdot m(t, \tau_w) \quad [J/m^3] \quad (5.24)$$

mit

$$Q_b(t, \tau_w) = \text{Hydratationswärme des Betons} \quad [J/m^3]$$

$$Q_{zmax} = \text{Hydratationswärmemenge des Zements bei} \\ \text{vollständiger Hydratation} \quad [J/kg]$$

$$z = \text{Zementgehalt} \quad [kg/m^3]$$

$$m(t, \tau_w) = \text{Hydratationsgrad} \quad [-]$$

ermitteln. Die Hydratationswärmeentwicklung des Betons $q_b(t, \tau_w)$ ergibt sich dann zu

$$q_b(t, \tau_w) = Q_{zmax} \cdot z \cdot \frac{\partial m(t, \tau_w)}{\partial t} \quad [W/m^3] \quad (5.25)$$

Die Veränderung des Hydratationsgrades m über der Zeit und der Temperatur ergibt sich zu:

$$\frac{\partial m(\tau_w)}{\partial t} = \frac{\partial m(\tau_w)}{\partial \tau_w} \cdot \frac{\partial \tau_w(t)}{\partial t} \quad (5.26)$$

Mit

$$m(\tau_w) = \exp(a(\ln(1+\tau_w/\tau_k))^b) \quad [-] \quad (5.27)$$

wird aus Gl. (5.26)

$$\frac{\partial m}{\partial \tau_w} = m(\tau_w) \cdot a \cdot b(\ln(1+\tau_w/\tau_k))^{b-1} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\tau_w}{\tau_k}} \cdot \frac{1}{\tau_k} \quad (5.28)$$

und mit

$$\tau_w(t) = \int_0^t \exp \left[\frac{E}{R} \left(\frac{1}{T_{K0}} - \frac{1}{T_K(t)} \right) \right] \cdot dt \quad [h] \quad (5.29)$$

ergibt sich:

$$\frac{\partial \tau_w}{\partial t} = \exp \frac{E}{R} \left(\frac{1}{T_{K0}} - \frac{1}{T_K(t)} \right) \quad (5.30)$$

Durch Einsetzen von Gl. (5.28) und Gl. (5.30) in Gl. (5.26) ergibt sich dann für die zeitliche Änderung des Hydratationsfortschritts

$$\frac{\partial m(\tau_w)}{\partial t} = m(\tau_w) \cdot a \cdot b(\ln(1 + \tau_w/\tau_k))^{b-1} \cdot \frac{1}{1 + \frac{\tau_w}{\tau_k}} \cdot \frac{1}{\tau_k} \exp \frac{E}{R} \left(\frac{1}{T_{K0}} - \frac{1}{T_K(t)} \right) \quad (5.31)$$

In Abhängigkeit von Zementgehalt, Reaktionstemperatur und Zementzusammensetzung läßt sich durch die den Meßwerten angenäherte empirische Funktion Gl. (5.27) das Wärmequellenglied des erhärtenden Betons differentiell ermitteln.

Die Ortsabhängigkeit von q kann in einer schwachen Integraldarstellung berücksichtigt werden.

Aufgrund der diskretisierten Darstellungsweise (Gl. (5.25) und Gl. (5.31)) kann die Funktion von $q_b(t, \tau_w)$ als stetige Funktion ermittelt werden.

5.5 Zusammenfassung

Es wurden die grundlegenden Zusammenhänge für Temperaturfeldberechnung, Wärmeübertragung, -kapazität und -entwicklung sowie die gekoppelte Berechnung von Temperatur und Erhärtung dargestellt.

Anliegen einer gekoppelten analytischen Beschreibung von Temperatur- und Erhärtungsfeldern ist die Einbindung von Berechnungsansätzen in ein numerisches Verfahren zur Ermittlung von orts- und zeitabhängigen Temperaturänderungen und daraus folgenden Spannungen.

6. WERKSTOFFVERHALTEN DES JUNGEN BETONS, KENNNTNISSTAND

6.1 Vorbemerkungen

Mit der zeitlichen Entwicklung der mechanischen Eigenschaften des jungen Betons haben sich in der Vergangenheit zahlreiche Autoren auseinandergesetzt. Eine gute Übersicht über die zeitliche Entwicklung der Druck- und Zugfestigkeit, des Elastizitätsmoduls und anderer Verformungseigenschaften von jungem Beton wurde in /28/ und /100/ angefertigt. Dieser Bericht befaßt sich überwiegend mit Prüfmethode und Versuchsergebnissen. Die nachfolgende Literaturlauswertung konzentriert sich auf einige repräsentative Versuchsreihen zur Beschreibung der zeitlichen Entwicklung der mechanischen Eigenschaften von jungem Beton. Die Versuchsmethoden unterscheiden sich nach folgenden Zielen:

- a) Zug- und Druckversuche an Zylindern oder Prismen; $\sigma(\epsilon, \dot{\epsilon})$ - oder $\sigma(\epsilon, \dot{\sigma})$ -Linien, Kriechen und Relaxation.
- b) Reißring- und Reißrahmenversuche mit unnachgiebiger oder weggegebbarer Probenstützung.

Die Analyse der Spannungsentwicklung im jungen Alter bildet den weiteren Schwerpunkt der nachfolgenden Literaturstudie.

6.2 Festigkeitseigenschaften

6.2.1 Druckfestigkeit

Die zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit von Beton ist nichtlinear. Erst in einem Alter von mehreren Monaten wird ein nahezu konstanter Wert erreicht. Die Druckfestigkeit wird, neben dem Betonalter, im wesentlichen von folgenden Parametern beeinflusst:

- Zementart und Mahlfineinheit
- Wasserzementwert
- Zuschlagart
- Zusatzmittel, Zusatzstoffe
- Lagerungsbedingungen

Auf diese Einflüsse wird im folgenden eingegangen.

Der Einfluß der Erhärtemperatur ist in Abb. 6.1 beispielhaft dargestellt /28/. Mit steigender Temperatur setzt die Festigkeitsentwicklung früher ein, die Erhärtemgeschwindigkeit wird größer.

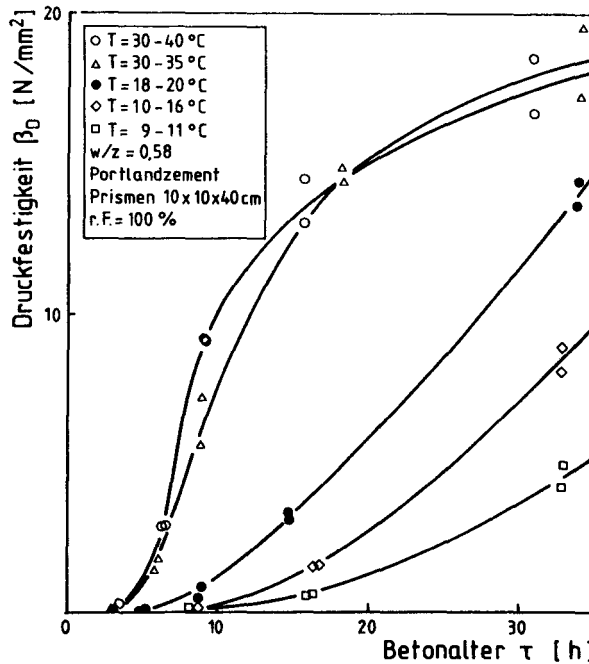


Abb. 6.1: Druckfestigkeitsentwicklung in Abhängigkeit von der Erhärtemtemperatur /28/

Höhere Temperaturen beschleunigen die Festigkeitsentwicklung v.a. in den ersten 24 h z.T. erheblich.

Dagegen wird die Endfestigkeit des Betons durch anfängliche, hohe Temperaturen vermindert. Die Festigkeitsverringernng eines bis $50\text{ }^{\circ}\text{C}$ erhärteten Betons kann gegenüber einem bei $20\text{ }^{\circ}\text{C}$ erhärteten Beton bis zu 25 % betragen (Abb. 6.2) /139/.

Wischers /151/ gibt die Festigkeitseinbuße im Temperaturbereich zwischen $+5\text{ }^{\circ}\text{C}$ und $60\text{ }^{\circ}\text{C}$ mit $\sim 0,5\%$ je Grad an. Verbeck und Helmuth /140/ begründen die Festigkeitsverringernng mit kurzfasrigen Calciumsilikathydraten, die sich sehr eng um die einzelnen Zementpartikel la-

gern. Dadurch wird der Raum zwischen den Zementpartikeln bei höheren Temperaturen am Anfang besser, später weniger fest überbrückt. Andere Autoren z.B. /6/ begründen die Festigkeitseinbuße mit Mikrorissen, hervorgerufen durch Temperaturspannungen.

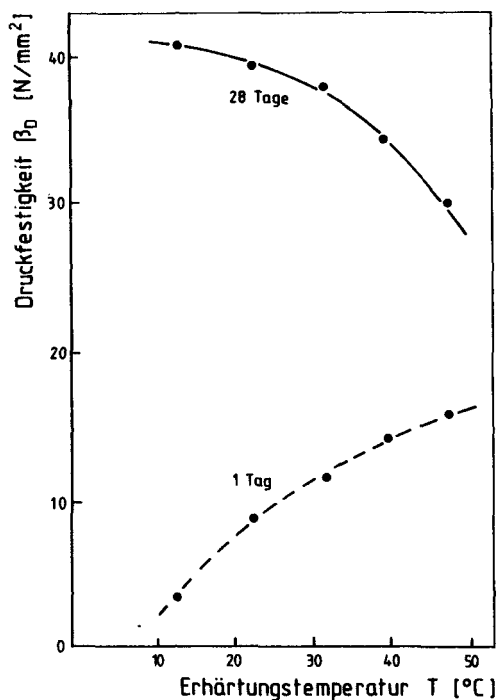


Abb. 6.2: Einfluß der Erhärtungstemperatur auf die Druckfestigkeit des Betons im Alter von 1 und 28 Tagen /140/

Der Einfluß der Mahlfeinheit des Zementes auf die Festigkeitsentwicklung wird durch Abb. 6.3 /12/ verdeutlicht. Je feiner der Zement gemahlen wird, um so reaktionsfreudiger ist er. Damit setzt die Festigkeitsentwicklung von Betonen mit Zementen größerer Mahlfeinheit früher ein, die Erhärtungsgeschwindigkeit nimmt zu.

Ein signifikanter Einfluß des Wasserzementwertes auf den Zeitpunkt des Einsetzens der Festigkeitsentwicklung ist nicht bekannt. Die Geschwindigkeit der Erhärtung wird durch einen geringen Wasserzementwert deutlich erhöht /105 /, wie in Abb. 6.4 schematisch dargestellt ist.

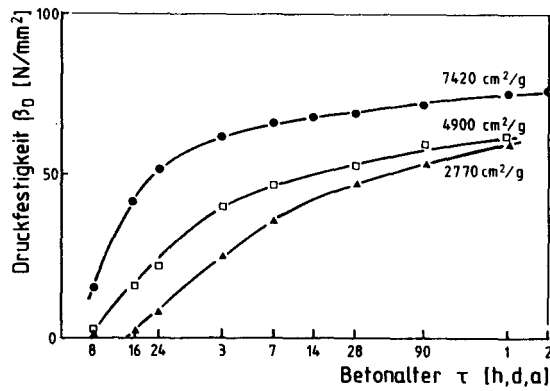


Abb. 6.3: Einfluß der Mahlfeinheit auf die Druckfestigkeitsentwicklung /12/

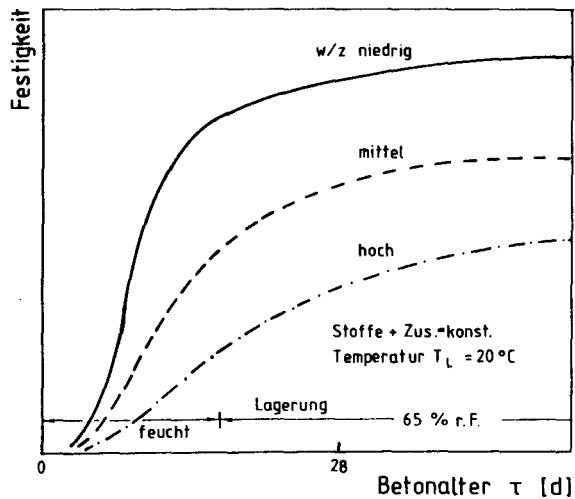


Abb. 6.4: Einfluß des w/z-Wertes auf Größe und Entwicklung der Festigkeit von Beton (schematisch) /105/

Aus Untersuchungen von Sadgrove /124/ geht hervor, daß die Zuschlagart auf die relative Festigkeit von jungem Beton keinen signifikanten Einfluß ausübt.

Bei sehr jungen Betonen wirkt sich eine Austrocknung kaum auf die Festigkeit aus. Dies ist auf den bis zur Druckprüfung relativ kurzen Austrocknungszeitraum zurückzuführen. Mit zunehmendem Betonalter wirkt sich die gleichzeitige Austrocknung auf die Betondruckfestigkeit negativ aus. Der in Abb. 6.5 dargestellte Einfluß ist zusätzlich von den Prüfkörperabmessungen abhängig /28/.

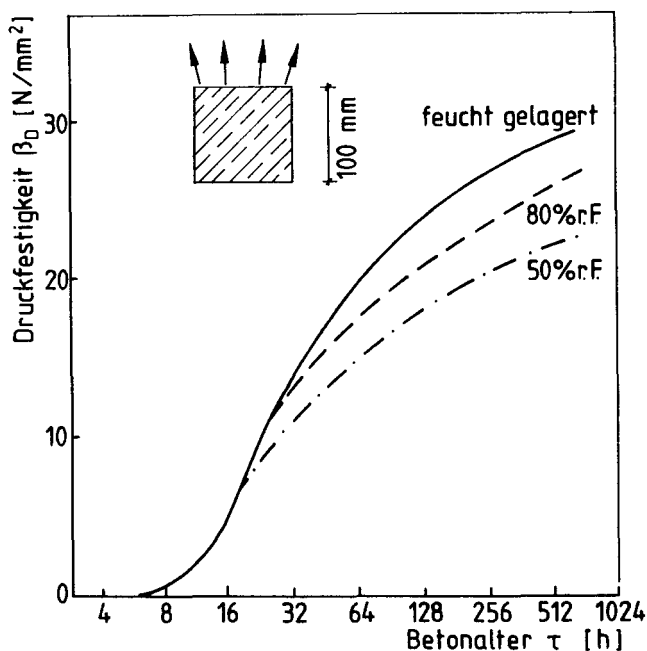


Abb. 6.5: Einfluß der Lagerungsfeuchte /28/

Die Zugabe von Zusatzmitteln verändert die Festigkeitsentwicklung junger Betone. In Abhängigkeit von der Art und der Menge der dem Frischbeton zugegebenen Zusatzmittel werden sowohl der Zeitpunkt des Einsetzens der Festigkeitsentwicklung als auch die Geschwindigkeit der Erhärtung verändert. Viele verschiedenartige Zusatzmittel sind verfügbar; jedes hat seine charakteristischen Effekte. Diese im einzelnen zu besprechen, würde den Rahmen sprengen, da zudem ihre Wirkungen durch Kombination mit anderen Einflußfaktoren unterschiedlich sind.

6.2.2 Zugfestigkeit

Die Prüfung der zentrischen Zugfestigkeit von jungem Beton ist ungleich schwieriger als die der Druckfestigkeit. Dies betrifft die Krafteinleitung in den Versuchskörper. Folgende Versuchsmethoden stehen zur Verfügung:

- Einaxialer Zugversuch
- Spaltzugversuch
- Biegezugversuch
- Ringzugversuch

Ringzugversuche an jungem Beton sind bislang nicht bekannt. Spaltzugversuche an jungem Beton werden skeptisch beurteilt /100/, weil die Proben im Lasteinleitungsbereich auf Druck versagen. Wegen der versuchstechnischen Probleme infolge Eigengewicht der Proben bei der Durchführung von Biegezugversuchen an jungem Beton wurden bislang nur wenige Arbeiten /17/ veröffentlicht. Die Ermittlung der einaxialen Zugfestigkeit erfolgt in horizontaler oder vertikaler Versuchsanordnung. Wegen der mit der Lasteinleitung verbundenen Schwierigkeiten wurden die Proben mit konischen oder knochenförmigen Enden ausgebildet /70/. Sie wurden meist liegend hergestellt. Der Vorteil der liegenden Anordnung ist offensichtlich: Betonage in der Prüfeinrichtung, Möglichkeit zur Prüfung von sehr jungem Beton.

In den letzten Jahren hat sich das Ankleben von Ankerplatten mit Epoxidharzen an meist zylindrischen Proben für Betonalter > 24 h als zuverlässige Krafteinleitung bewährt /104/.

Der Vergleich der Ergebnisse verschiedener experimenteller Untersuchungen zur zeitlichen Entwicklung der Zugfestigkeit junger Betone ist schwierig. Oft wurden sehr unterschiedliche Prüfmethoden angewandt. Beispielhaft für die Entwicklung der einaxialen Zugfestigkeit in Abhängigkeit von der Frischbetonkonsistenz, der Zementart und vom Wasserzementwert ist die Abb. 6.6 /66/.

Da der zeitliche Verlauf der Zugfestigkeit i.w. durch die gleichen Faktoren wie jener der Druckfestigkeit beeinflusst wird, interessiert vor allem die Entwicklung des Verhältnisses der Zug- zur Druckfestigkeit. In Abb. 6.7 /66/ ist dieser Zusammenhang für Betone mit unter-

schiedlichen Zementen aufgetragen. Für PZ-Beton wird ein Maximum nach 8 - 10 Stunden erreicht, während bei Betonen mit langsamer erhärtenden Zementen der größte Verhältniswert später erreicht wird. Die Maximalwerte des Verhältnisses β_Z/β_D fallen etwa mit der größten Festigkeitszunahme zusammen.

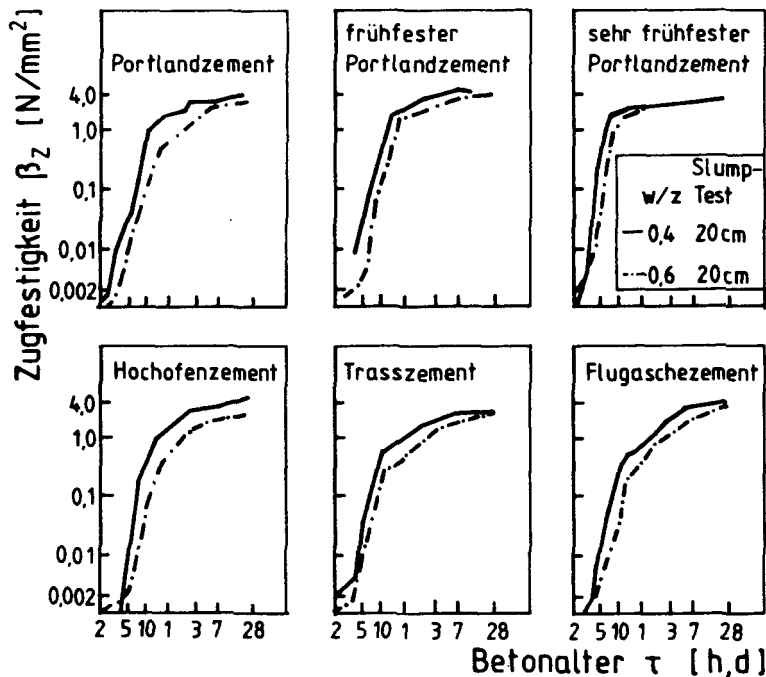


Abb. 6.6: Zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit in Abhängigkeit von der Zementart, der Konsistenz und dem Wasserzementwert /66/

Der Zugbruch tritt hauptsächlich in der Verbundfläche Matrix-grobes Zuschlagkorn auf, weil die Haftfestigkeit nur 30 - 70 % der Matrix-Zugfestigkeit beträgt /86/. Deshalb weisen Betone mit großem Zuschlag-Größtkorn bei gleichem w/z-Wert eine geringere Zugfestigkeit auf /27/. Dieser Einfluß ist bei der Druckfestigkeit weniger stark ausgeprägt.

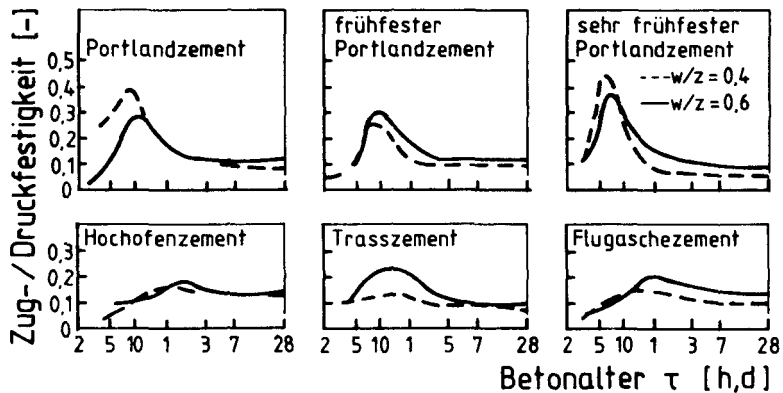


Abb. 6.7: Zeitliche Entwicklung des Verhältnisses Zug-/Druckfestigkeit /66/

6.3 Verformungseigenschaften

6.3.1 Spannungs-Dehnungsbeziehungen

Das Verformungsverhalten von Werkstoffen unter Kurzzeitbelastung wird durch die Spannungs-Dehnungsbeziehung und daraus abgeleitete Verformungskennwerte beschrieben.

Während Zementstein und Zuschlag jeweils eine nahezu lineare Spannungs-Dehnungslinie aufweisen (Abb. 6.8), weicht jene des Betons deutlich von der Geraden ab und ist somit nicht ideal elastisch. Diese Tatsache wird von Neville /86/ auf Unstetigkeiten in den Grenzflächen Zementstein-Zuschlag und auf Mikrorißbildung zurückgeführt.

Die zeitliche Veränderung der Spannungs-Dehnungslinie von jungem Beton unter mittigem Druck ist in Abb. 6.9 /66/ dargestellt. Der entscheidende Übergang von der anfänglich sehr gestreckten, jedoch nur wenig elastischen Spannungs-Dehnungslinie zu der für erhärteten Beton typischen gekrümmten Form vollzieht sich hier in einem Alter von 4 - 8 Stunden.

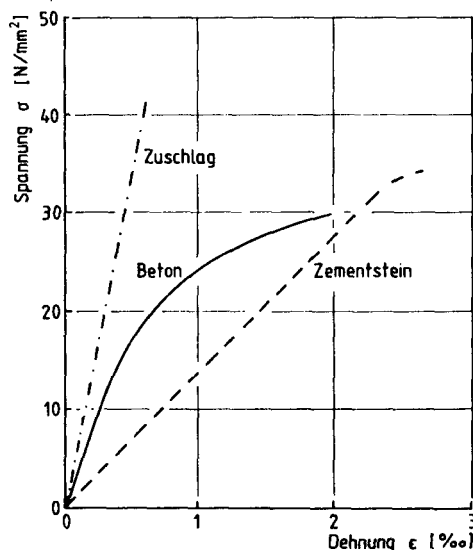


Abb. 6.8: Spannungs-Dehnungslinien für Zementstein, Zuschlag und Beton

Unter Zugbeanspruchung zeigt sich eine ähnliche Veränderung der Spannungs-Dehnungslinie mit zunehmendem Alter (Abb. 6.10) /147/. Gegenüber der Druckbeanspruchung ist aber ein weniger gekrümmter Verlauf festzustellen. Die maximalen Zugdehnungen von bis zu 0,1 % sind deutlich geringer als die Druckdehnungen (bis 4 %). Bei Dehnungen $\leq 0,1$ % ist die Spannungs-Dehnungslinie bei Druck ebenfalls wenig gekrümmt. Zur Beschreibung des Verlaufes der σ - ϵ -Linie wurde von Byfors /27/ der Völligkeitsgrad α , eingeführt:

$$\alpha_{D,Z} = \frac{1}{\beta_{D,Z} \cdot \epsilon_m} \cdot \int_0^{\epsilon_m} \sigma(\epsilon) \cdot d\epsilon \quad (6.1)$$

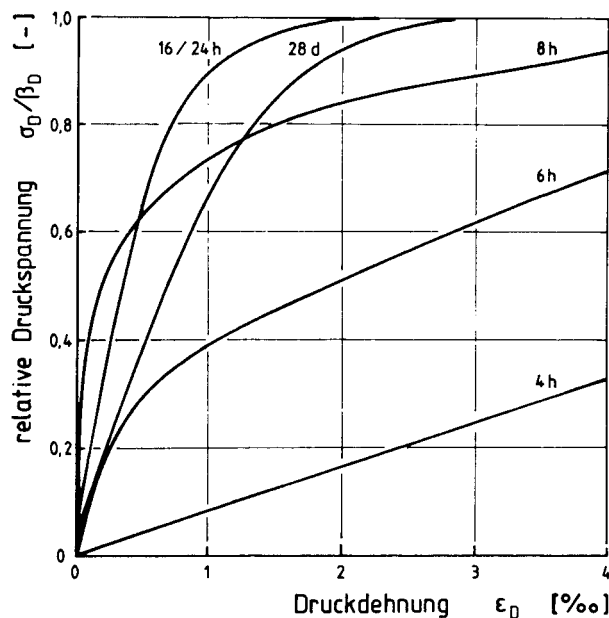


Abb. 6.9: Relative Druckspeannungs-Dehnungslinien von Betonen in Abhängigkeit vom Betonalter /147/

Die Auswertung von Untersuchungen ergab die nachfolgend dargestellte zeitliche Entwicklung des Völligkeitsgrades (Abb. 6.11). Während α für Zugbeanspruchung kontinuierlich mit steigendem Alter abnimmt, ist für Druckbeanspruchung in der Regel ein Maximum zu beobachten. Der Vergleich zeigt, daß die zeitliche Entwicklung der σ - ϵ -Linien für die beiden Beanspruchungsarten sehr unterschiedlich verläuft.

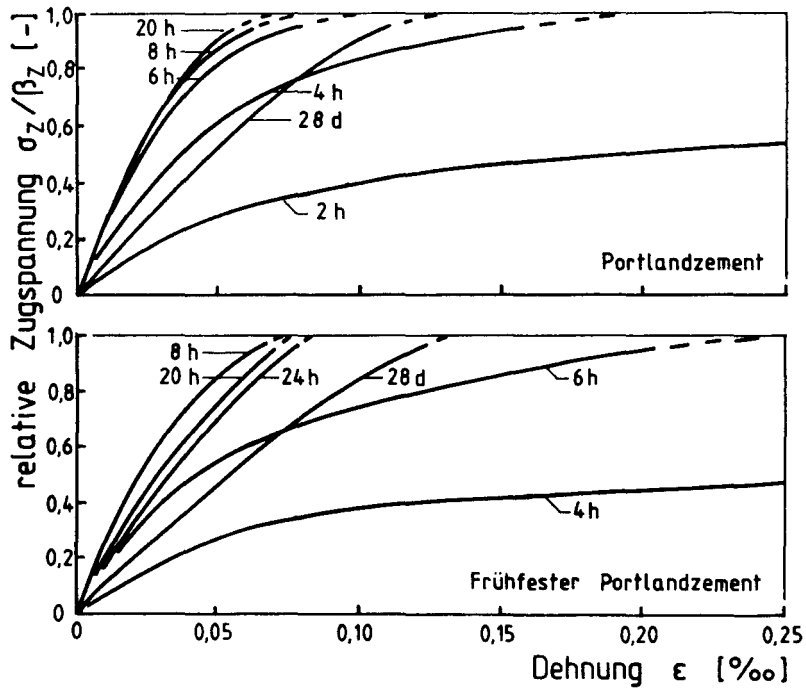


Abb. 6.10: Relative Zugspannungs-Dehnungslinien von Betonen in Abhängigkeit vom Betonalter /62/

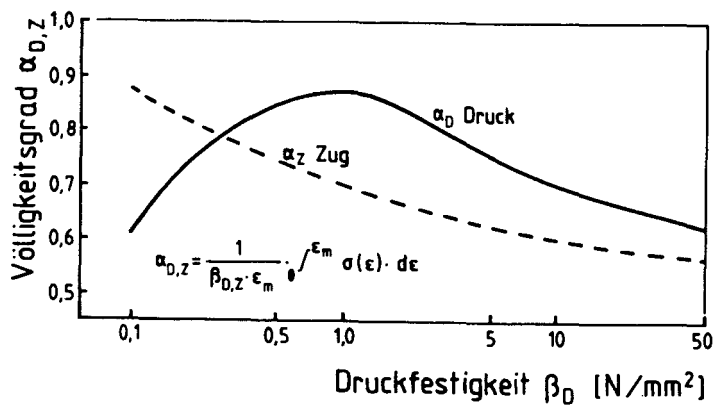


Abb. 6.11: Vergleich des Völligkeitsgrades für σ - ϵ -Linien auf Zug und Druck in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit /27/

6.3.2 Zugbruchdehnung

Die Zugbruchdehnung wird von den gleichen Parametern beeinflusst wie die Dehnung unter Druckbeanspruchung. Mit dem Beginn des Erstarrens und Erhärtens fällt die anfangs sehr große Verformbarkeit des plastischen Betons stark ab (Abb. 6.12) /66,143,147/. Nach etwa 4 bis 12 Stunden erreicht die Bruchdehnung ein Minimum, weil sich einerseits der Elastizitätsmodul anfangs rascher entwickelt als die Festigkeit und sich andererseits die viskosen Verformungsanteile vermindern. Die minimale Zugbruchdehnung beträgt nur etwa 40 bis 70 $\mu\text{m}/\text{m}$. Anschließend steigt sie wieder an. Nach Springenschmid und Nischer /133/ u.a. /100/ nimmt die Zugbruchdehnung ab einem Alter von 8 Stunden, unabhängig vom w/z-Wert, annähernd linear bei einer Zugfestigkeitszunahme von 0,35 N/mm^2 um 10 $\mu\text{m}/\text{m}$ zu.

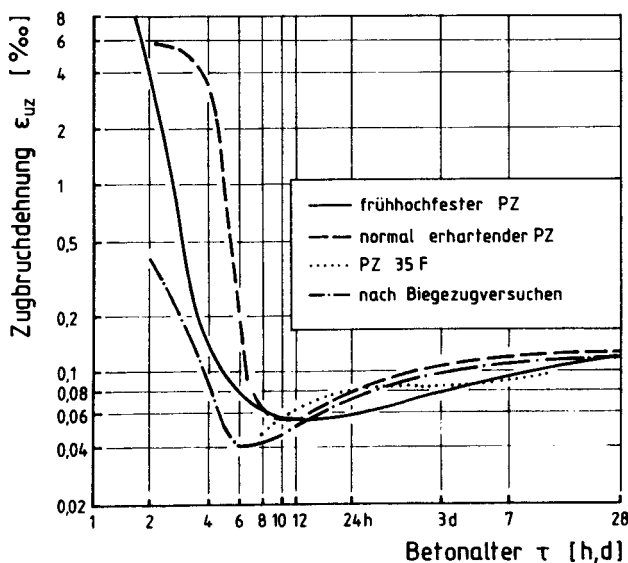


Abb. 6.12: Altersabhängige Entwicklung der Zugbruchdehnung

Abb. 6.13 /28/ zeigt beispielhaft den Verlauf der Druckbruchdehnung abhängig vom Alter. Er ist jenem der Zugbruchdehnung ähnlich. Bei rd. einem Tag wird ein Minimum mit $\epsilon_{uD} = -0,1 \%$ beobachtet. Dann steigt ϵ_{uD} allmählich auf Werte zwischen -0,15 bis -0,25 % an. Byfors hat die Druckbruchdehnung als Funktion der Druckfestigkeit für unterschiedli-

che Betone dargestellt (Abb. 6.14). Dies führt zu einem von Betonzusammensetzung, Zementart und Temperatur weitgehend unabhängigen, empirischen Zusammenhang:

$$\epsilon_{uD} = a \cdot \beta_{CD}^b \quad (6.2)$$

mit:

ϵ_{uD} = Druckbruchdehnung [-]
 β_{CD} = Zylinderdruckfestigkeit [N/mm²]

β_{CD} [N/mm ²]	a	b
< 5	0,244	-0,652
> 5	0,0467	0,331

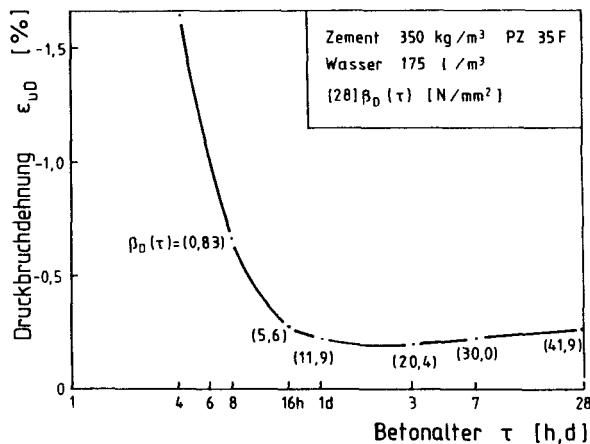


Abb. 6.13: Altersabhängige Entwicklung der Druckbruchdehnung

Die Zugbruchdehnung des Betons nimmt gerade im jungen Alter durch Langzeitbeanspruchung zu. Weigler und Karl /143/ zeigten, daß ein Beton, der bis zum Alter von 9 Tagen mit einem Spannungs-Festigkeitsverhältnis von 0,8 belastet worden war, die doppelte Zugbruchdehnung als bei Kurzzeitbelastung aufwies.

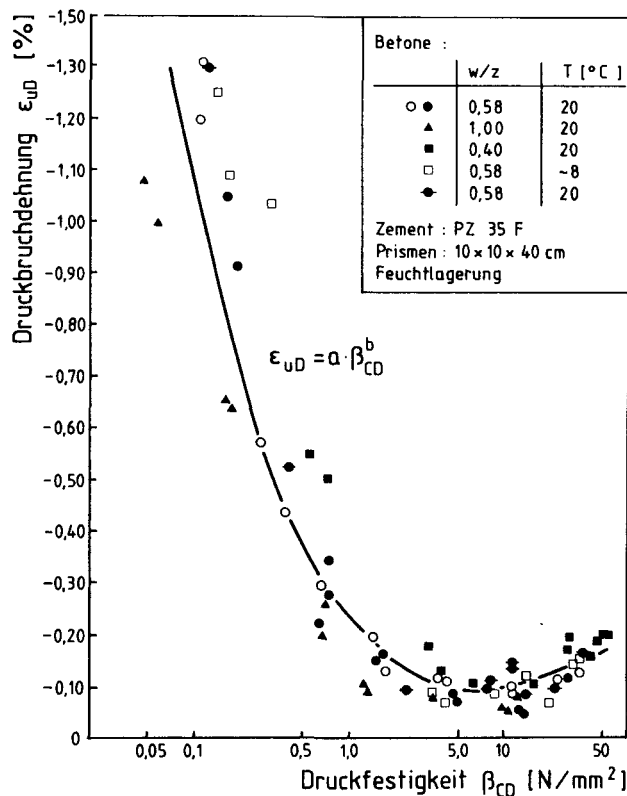


Abb. 6.14: Druckbruchdehnung in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit für unterschiedliche Betone /28/

6.3.3 Druckelastizitätsmodul

Die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls wurde von einer großen Anzahl von Autoren untersucht, z.B. /28,52,56,122,138,143,149/. Obwohl sehr unterschiedliche Meßmethoden zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls eingesetzt worden waren, stellen alle Autoren einen nicht-linearen Zusammenhang zwischen der zeitlichen Entwicklung des E-Moduls und der Druckfestigkeit fest. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen sind in Abb. 6.15 zusammenfassend dargestellt.

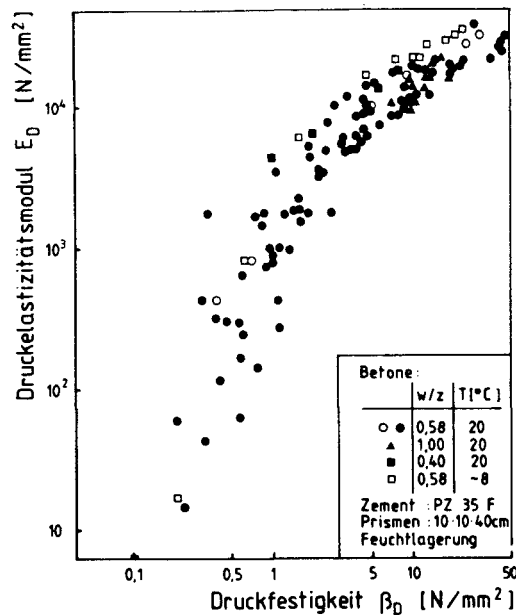


Abb. 6.15: Entwicklung des Druckelastizitätsmoduls in Abhängigkeit von der Druckfestigkeit /28/

Die unterschiedliche zeitliche Entwicklung von E-Modul und Festigkeit wird besonders deutlich durch die Bildung des Quotienten β_D/E_D . Er stellt ein Maß für das Verformungsvermögen des Betons dar. Ähnlich wie bei der Bruchdehnung wird ein Minimum der Verformbarkeit beobachtet. In dem in Abb. 6.16 dargestellten Beispiel tritt es bei einem Betonalter von ca. 10 Stunden auf.

Die experimentelle Bestimmung des E-Moduls ist besonders im jungen Betonalter sehr aufwendig und oft auch ungenau. In der Literatur wird deshalb mehrfach ein mathematischer Zusammenhang zwischen dem Elastizitätsmodul und der Druckfestigkeit hergestellt /20,34/. Unabhängig vom Betonalter formuliert Byfors /28/ die Beziehung zwischen Druckfestigkeit und Druck-E-Modul wie folgt:

$$E_D = \frac{E_{D0} \cdot \beta_{CD}^a}{1 + b \cdot \beta_{CD}^c} \quad (6.3)$$

mit:

a :	} konstante Parameter	[-]
b :		
c :		
E_{D0} :	Koeffizient	[N/mm ²]
E_D :	Druckelastizitätsmodul	[N/mm ²]
β_{CD} :	Zylinderdruckfestigkeit	[N/mm ²]

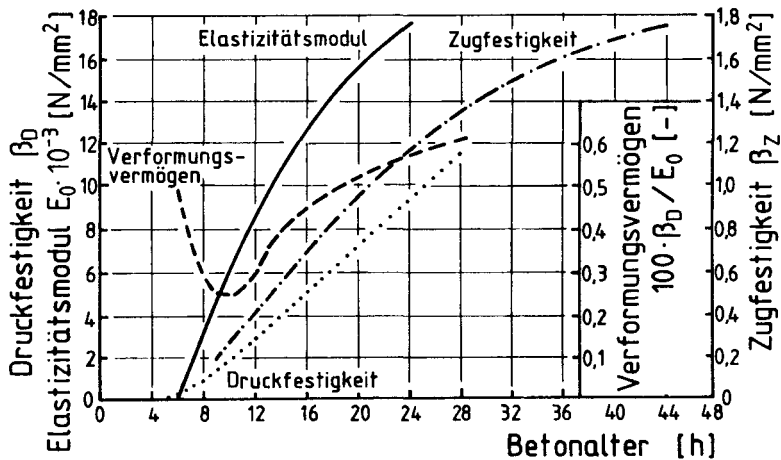


Abb. 6.16: Alterabhängige Entwicklung mechanischer Kenngrößen

6.3.4 Kriechen und Relaxation

Beton ist ein viskoelastischer Werkstoff. Bei Belastung treten deshalb neben sofortigen auch zeitabhängige Verformungen auf. Diese sind im jungen Alter sehr groß. Kriechen und Relaxation sind auf das viskoelastische Verhalten des Betons bzw. des Zementsteins zurückzuführen und daher auch von den gleichen Einflüssen abhängig. Da die Kriechverformungen nicht im Zuschlag, sondern im Zementstein stattfinden, wird das Kriechen des Betons entscheidend vom Zementsteinvolumen und dem w/z-Wert beeinflusst /61,141/. Die Kriechverformungen sind bis zu einem bestimmten Belastungsgrad direkt proportional zur Kriechspannung. Als Proportionalitätsgrenze werden in der Literatur Werte für das Spannungs-Festigkeitsverhältnis σ/β zwischen 0,25 und 0,75 angegeben /85/.

Im jüngeren Alter wird das Kriechverhalten auch von der Festigkeitsentwicklung beeinflusst. Um den Alterseinfluß mit üblichen Modellen beschreiben zu können, trifft Byfors /28/ folgende zusätzliche Annahme: Neue Hydratationsprodukte wachsen in einen spannungsfreien Raum hinein. Wenn sich die äußere Belastung nicht ändert, verbleiben diese auch spannungsfrei. Dagegen werden bei einer Spannungserhöhung proportional zum Festigkeitszuwachs sowohl die bereits vorhandenen und schon belasteten als auch die noch zusätzlich gebildeten Hydratationsprodukte immer mehr belastet, so daß sich die gesamte Kriechverformung vergrößert.

In Abb. 6.17 /147/ wird beispielhaft die Druckrelaxation in Abhängigkeit vom Betonalter dargestellt. Es zeigt sich, daß bei einem Belastungsbeginn von 8 h der Spannungsabbau etwa 2,5 mal größer als im Alter von 28 Tagen ist. Kriechen und Relaxieren des Betons unter Zugbeanspruchung unterscheiden sich zumindestens im höheren Alter nicht wesentlich von jenen unter Druckbeanspruchung /1,141/.

Für die Kriechzahl $\varphi(t, t')$ enthält die Literatur verschiedene Funktionen /2,7,30/. Das Kriechen des Betons im jungen Alter wird von Bernander /15/ durch Erweiterung der Dischinger-Gleichung beschrieben:

$$\varphi(t, t') = \frac{\varepsilon_k(t, t')}{\varepsilon_{el}(t')} = \left[\sum_{i=1}^n a_i \cdot e^{-b_i t'} \cdot (1 - e^{-b_i \cdot (t-t')}) \right] \cdot \left[1 + \nu \left(\frac{\sigma(t)}{\beta(t)} \right)^m \right] \quad (6.4)$$

mit:

t'	: Alter bei Belastungsbeginn	[d]
t	: Alter zum betrachteten Zeitpunkt	[d]
$\varepsilon_{el}(t')$: elastische Verformung	[-]
$\varepsilon_k(t, t')$: Kriechverformung	[-]
$\sigma(t)$: Spannung zum betrachteten Zeitpunkt	[N/mm ²]
$\beta(t)$: Festigkeit zum betrachteten Zeitpunkt	[N/mm ²]
a_i, b_i, m, ν	: Beiwerte	[-]

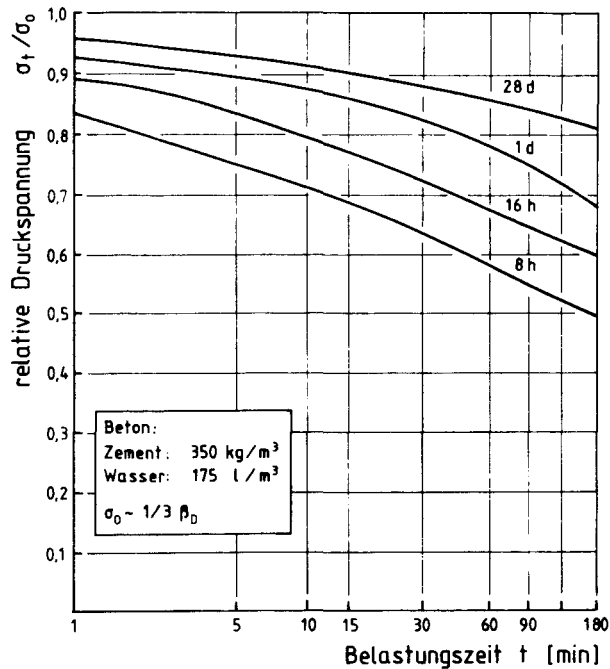


Abb. 6.17: Druckspannungsabbau durch Relaxation in Abhängigkeit vom Belastungsalter /147/

Die einzelnen Terme beschreiben den Einfluß aus Belastungsalter, Belastungsdauer und Beanspruchungsgrad. Zwischen dem Kriechen und der Relaxation besteht ohne Berücksichtigung der verzögert elastischen Verformung folgender allgemeiner Zusammenhang /23,106,152/:

$$\ln \psi = -\varphi$$

bzw.

$$\psi = e^{-\varphi}$$

Weigler/Karl /142/ halten die direkte Umrechnung von Kriechbeiwerten jedoch nur im höheren Betonalter für möglich. Im jungen Alter sind direkte Relaxationsversuche, die im Zugbereich aber bislang nur ansatzweise durchgeführt worden sind /113,143/, erheblich aussagekräftiger.

6.3.5 Lastunabhängige Verformungen

6.3.5.1 Temperaturverformung

Temperaturänderungen führen zu Verformungen, die proportional zur Temperaturdehnzahl α_T des Werkstoffs sind. Die Temperaturdehnzahl des jungen Betons liegt theoretisch zwischen der des Frischbetons und jener des Festbetons. In Versuchen von Weigler/Karl /142/ wurden beträchtlich streuende Einzelwerte zwischen $11,6 \cdot 10^{-6} < \alpha_T < 20 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$ gemessen, die im Mittel dem in Abb. 6.18 dargestellten Verlauf entsprachen. Die Wärmedehnung von Beton wird besonders von den Ausgangsstoffen, von der Betonzusammensetzung und Betonfeuchte beeinflusst.

6.3.5.2 Temperaturunabhängige Verformungen

Mit Kenntnis der Wärmedehnzahl in Abhängigkeit vom Betonalter bzw. Hydratationsgrad und der Betontemperatur ist es möglich, den durch die Hydratationswärme bedingten Anteil an den lastunabhängigen Verformungen zu bestimmen. Die Gesamtverformungen des jungen Betons sind jedoch wesentlich komplexer. Abb. 6.19 /87/ zeigt beispielhaft für einen Normalbeton mit Portlandzement die gemessenen Gesamtverformungen und die rechnerisch ermittelten Anteile aus Temperaturdehnung und chemisch bedingter Verformung. Letztere läßt sich grob in folgende drei Phasen aufteilen.

- Anfangsverkürzung

Nach Ziegeldorf u.a. /156/ ist dies die Folge der sofort nach dem Mischen einsetzenden chemischen Reaktionen zwischen Zement und Wasser. Die Phase dauert bis zum Erstarren der Probe, d.h. bis zum Betonalter von 2 - 4 h.

- Rückverlängerung

Buil und Baron /26/ geben die Dauer der Phase mit 10 - 20 Stunden an. Die Ursache ist noch nicht vollständig geklärt. Sie wird der Art des im Zement vorhandenen Calciumsulfates zugeordnet. Ein Vergleich mit Sulfattreiben oder auch mit chemischen Reaktionen bei Quellzementen drängt sich auf.

- Sekundärverkürzung

Es findet eine weitere verlangsamte Verkürzung statt, was in der weiteren chemischen Wasserbindung begründet ist. Diese Phase wird häufig als Erhärtungsschwinden bezeichnet.

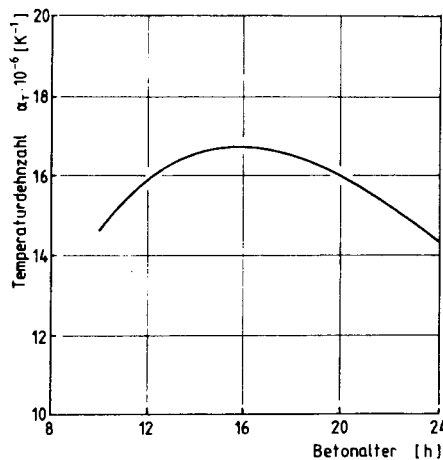


Abb. 6.18: Veränderung der Temperaturdehnzahl des Betons im Alter zwischen 8 und 24 Stunden nach Versuchen /142/

Die temperaturbereinigten, lastunabhängigen Verformungen des jungen Betons setzen sich somit aus gleichzeitig, aber gegenläufig wirkenden Anteilen zusammen, deren absolute Größe und zeitliche Zuordnung im wesentlichen von der Zementart, Zementzusammensetzung und der Reaktionstemperatur bestimmt werden (Abb. 6.19).

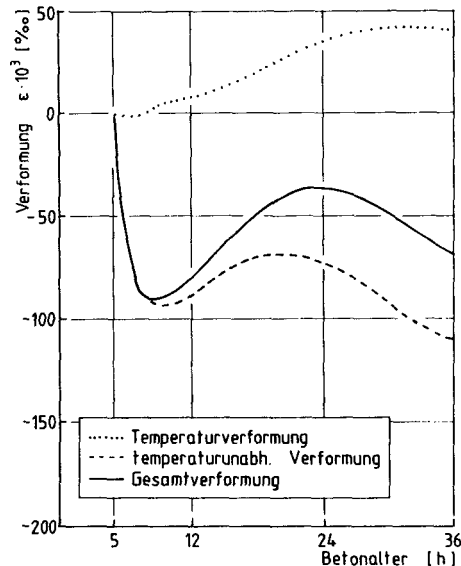


Abb. 6.19: Entwicklung der lastunabhängigen Verformungen bei einem PZ-Beton /87/

6.4 Zusammenfassung und offene Probleme

Eine Berechnung von Zwang- und Eigenspannungen im Bauwerk infolge Erwärmung während der Hydratation und der anschließenden Abkühlung ist mit dem vorliegenden Datenmaterial aus der Literatur schwierig. Die Temperatur im Beton ändert sich ständig, so daß auch die behinderten Verformungen, die zu Spannungen führen, sich im Gegensatz zu äußeren Beanspruchungen fortlaufend langsam ändern. Die für die Berechnung notwendige Eingangsgröße der Hydratationswärme des Zements wird in der Regel nur an idealisierten Proben bestimmt. Deshalb ist die Wärmeabgabe in Bauteilen mittlerer Dicke mit einfachen Mitteln nur schwer erfaßbar. Die Verformungskennwerte des Betons in diesem Stadium verändern sich erheblich. Sie sind im jungen Alter experimentell schwierig zu bestimmen, weshalb oft mathematische Zusammenhänge zwischen den

Verformungskennwerten und der einfacher bestimmbaren Druckfestigkeit formuliert werden. Dabei kann der Einfluß der Betonzusammensetzung und der Erhärtingsbedingungen auf die Größe der einzelnen Werkstoffkennwerte und dessen Entwicklung nicht allgemeingültig erfaßt werden.

Trotz dieser ungenau vorherbestimmbaren Eingangsparameter sind verschiedene Berechnungsmethoden zur Ermittlung der Zwang- und Eigenspannungen infolge der Erwärmung während der Hydratation und der anschließenden Abkühlung im jungen Alter für die Praxis erforderlich. Das Verhalten des Betons in dieser Phase ist jedoch nur mit großen Streubreiten beschreibbar.

Daher sind ergänzende Versuche erwünscht, die die mechanischen Eigenschaften des jungen Betons unter bauwerksgerechten Bedingungen bestimmen. Dabei sollen die während der Erhärtung eintretenden Temperaturänderungen und das Temperaturniveau so erfaßt werden, daß die Stoffgesetze in Abhängigkeit vom Hydratationsfortschritt formuliert werden können.

7. EIGENE VERSUCHE

7.1 Ziele und Übersicht

7.1.1 Vorbemerkung

Es ist das Ziel der Forschung, der Praxis bessere Methoden zur Vorhersage einer potentiellen thermisch bedingten Rißbildung in Betonbauteilen jungen Alters an die Hand zu geben, als man heute zur Verfügung hat. Hierzu sind folgende Probleme zu lösen:

- a.) Berechnung des Temperaturfelds im erhärtenden Bauteil,
- b.) Berechnung des Felds des Hydratationsgrads und der hiervon abhängigen mechanischen Eigenschaften des jungen Betons,
- c.) eingrenzende Ermittlung der Zwang- und Eigenspannungen,
- d.) Beschreibung der Einreiß- und Durchrißmechanismen infolge Temperatur bei Berücksichtigung der Streuung der Festigkeitseigenschaften.

Ziel dieser Arbeit ist es, zur Klärung dieser Probleme einen Beitrag zu leisten. Der Schwerpunkt liegt im experimentellen Bereich und zwar in der Entwicklung von Stoffgesetzen für den jungen Beton.

7.1.2 Überblick über die Versuche

Den Versuchen wird als Modell die dicke, beidseitig auskühlende Wand zugrunde gelegt. In ihr entstehen im Zuge des Abflusses der Hydrationswärme Eigenspannungen die zu Rissen führen können. Die Wahl dieses Modells bedeutet keine Beschränkung der Verallgemeinbarkeit der gewonnenen experimentellen und rechnerischen Ergebnisse auf andere hinsichtlich der Randbedingungen verwickeltere Praxisfälle, weil der Übertragung physikalische und mechanische Gesetze zugrundegelegt werden können. Nur der Rechenweg wird dann mühseliger.

Für die realistische Abschätzung der Eigen- und Zwangsspannungen und die aus diesen folgende Rißbildung sind vor allem das viskoelastische Verhalten und der Reißprozeß des jungen Betons zu modellieren. Den Versuchskörpern, an denen das Zugbruchverhalten der Randzone bestimmt wird, sind Temperatur- und Erhärtungsgeschichten aufzuzwingen, als wären sie integraler Bestandteil der dicken Wand. Dies führte zu folgendem Vorgehen (s. Abb. 7.1).

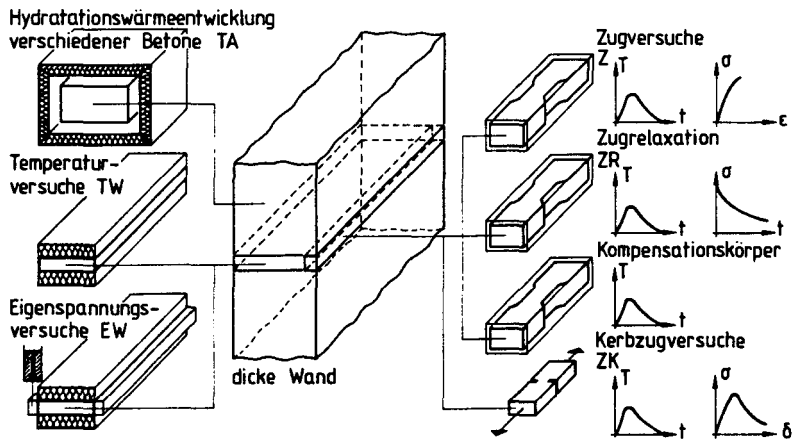


Abb. 7.1: Übersicht über die Versuche und deren Zuordnung zum Bauteil

Am Beginn der Experimente stehen die TA-Versuche. An sechs unterschiedlichen, praxisnah zusammengesetzten Betonen wird die adiabatische Wärmeentwicklung gemessen. Mit diesen Versuchen wird die Beschreibbarkeit der Abbindewärmeentwicklung als Wärmequelleneigenschaft abhängig von den Betonkomponenten überprüft. Auf Basis dieser Versuche wird eine Betonzusammensetzung für alle weiteren Versuche ausgewählt.

Zur Regelung der Temperatur- und Erhärtungsgeschichte des Betons der mechanischen Versuche Z, ZR und ZK entsprechend der Situation der Randzone im dicken Bauteil mußte vor diesen die zeit- und ortsabhängige Temperaturentwicklung im Bauteil gemessen werden. Dies erfolgte in den TW-Versuchen. Die TW-Körper stellen schichtförmige Ausschnitte aus einer 1 m dicken Wand dar, die nur eindimensional abkühlen kann.

Die in den TW-Versuchen gemessene mittlere Randzonentemperatur wurde in den Z-Versuchen dem Frischbeton sofort nach dessen Verdichtung in einer wasserführenden Hohl Schalung "aufgezwungen". Zu bestimmten Werten des Betonalters wurden dehnungskontrollierte σ_Z - ε_Z -Versuche bis zum Bruch durchgeführt.

Die Versuchskörper der Zugrelaxationsversuche ZR wurden ebenso wie jene der Z-Versuche hergestellt. Das Relaxationsvermögen wurde an unterschiedlichen Betonaltern bei unterschiedlicher Anfangsspannung geprüft. Zur Elimination der spannungsunabhängigen Betonverformung diente zu jedem Z- und ZR-Körper ein stets gleichzeitig hergestellter und thermisch wie hygrysch identisch behandelter Kompensationskörper.

Das Nachbruchverhalten des jungen Betons wurde an gekerbten Zugkörpern ZK untersucht. Die Kenntnis dieser Eigenschaft ist zur Formulierung des Reißvorgangs unter steiler Eigenspannungsgradienten erforderlich. Die Ausbildung der Reißprozeßzone wurde mit der Laser-Speckle-Photographie untersucht.

Die Versuche TA, TW, Z, ZR und ZK sind Bausteine zur Formulierung von Stoffgesetzen des jungen Betons sowie Voraussetzung zur Vorhersage der Eigenspannungen und der Einrißbildung. Ihre Eignung muß an den Eigenspannungsversuchen EW überprüft werden. Der Versuchskörper EW stellt einen 16 cm hohen, horizontalen Ausschnitt aus einer 1 m dicken Wand dar. Zur Erzeugung von Eigenspannungseinrissen wird er entlang der 16 cm hohen Schmalseiten über seitliche Hohl Schalungen einem Abkühlungsschock durch Kühlflüssigkeit ausgesetzt. Der zeitliche Vorgang der Rißbildung und deren Ausdehnung müssen verfolgt werden. Schließlich werden die Versuchsergebnisse zu Stoffgesetzen verallgemeinert und zur Modellbildung der Rißentwicklung herangezogen.

7.2 Versuchsdurchführung

7.2.1 Versuchsbetone

Wie in den Abschn. 3 und 5 gezeigt wurde, ist zur Formulierung des Wärmequellentherms, zur Berechnung des Feldes der Temperatur und des Hydratationsgrads im Bauteil sowie zur Formulierung der Stoffgesetze des jungen Betons die Kenntnis der adiabatischen Temperaturentwicklung erforderlich.

Die adiabatische Temperaturentwicklung hängt von der Betonzusammensetzung und von der Frischbetontemperatur ab. Um zu studieren, wie sich die betontechnischen Parameter im Werkstoffverhalten des jungen Betons äußern, wurden für die folgenden Versuche die in den Tab. 7.1 und 7.2 dargestellten Versuchsbetone gewählt.

Bezeichnung	Zement		Flugasche		Frischbeton- temperatur
	Art	Menge	Art	Menge	
-	-	kg/m ³	-	kg/m ³	°C
TA 1	HOZ35L NW/HS/NA	270	-	-	20
TA 2	PZ35F	260	EFA	42	20
TA 3	PZ35F	240	EFA	60	20
TA 4	PZ35F	300	-	-	20
TA 5	PZ35F	240	EFA	80	20
TA 51	PZ35F	240	EFA	80	10
TA 52	PZ35F	240	EFA	80	30
TA TU	PZ35F	320	EFA	30	24

Tab. 7.1: Überblick über die Versuchsbetone

Die Versuchsbetone sind praxisnah zusammengesetzt und umfassen die Festigkeitsklasse B 25 bis B 45. Sie unterscheiden sich hinsichtlich Zementart, -menge und Flugaschegehalt. Natürlich sind in der Praxis viele andere Betonzusammensetzungen zu erwarten. Diese Tatsache wird aber - wie noch gezeigt wird - die Verallgemeinbarkeit der Aussagen

nicht in Frage stellen, weil alle Werkstoffeigenschaften auf den Grundbaustein "Adiabatische Wärmeentwicklung" zurückgeführt werden können.

Tab. 7.2 enthält die Betonzusammensetzungen und Frischbetoneigenschaften. Die Betone wurden unter Berücksichtigung ihrer Eignung zur Herstellung dicker Bauteile ($d > 60$ cm) zusammengesetzt. Es wurden die Zemente PZ 35 F, HOZ 35 L und HOZ 35 L NWHS gewählt. Die zugelassene Steinkohlenflugasche hatte einen Glasanteil von ~ 85 %. Als Betonzusatzmittel wurde ein Fließmittel verwendet.

Zement, Zusatzstoffe, Zuschläge und Anmachwasser wurden 24 Stunden vor dem Betonagebeginn bei 20°C in geschlossenen Behältern gelagert. Der Beton wurde in einem Zwangsmischer 2 Minuten gemischt. Unmittelbar nach dem Mischvorgang wurde das Ausbreitmaß a_0 bestimmt. Daraufhin wurde die erforderliche Menge des Betonzusatzmittels zugegeben.

Es wurde die Regelkonsistenz KR ($a_0 > 45$ cm) angestrebt. Teilweise wurden bis zu 3 % Fließmittel (FM) zugegeben. Das Zuschlaggemisch (örtlicher Sand und Kies) mit dem Größtkorndurchmesser 16 mm wies eine Kornverteilung im Regelsieblinienbereich A/B gemäß DIN 1045 mit einer Körnungsziffer $k = 4,09$ auf. Der relativ hohe Wasseranspruch ist mit der plattigen Kornform der Zuschlagfraktion 2 - 16 mm zu begründen. Der Größtkorndurchmesser 16 mm wurde aus versuchstechnischen Gründen (Begleitkörpergröße und Querschnitt der Kerbzugversuchskörper) gewählt.

7.2.2 Versuche zur adiabatischen Wärmeentwicklung TA

In Abb. 7.2 ist das Kalorimeter dargestellt, das zur Messung der adiabatischen Temperaturerhöhung des Betons entwickelt wurde. In der Mitte des wärmedämmten Kalorimetergehäuses befindet sich die Betonprobe im geschlossenen Gefäß. Die Dämmzone zwischen dem eigentlichen Probengefäß und dem Schutzgefäß hemmt den Wärmefluß, der wegen praktisch nicht vermeidbarer Regelschwankungen zwischen Probe und Umgebung stattfindet. Die Temperatur der Schutzgefäßwandung wird mittels flüssigkeitsgefüllter Rohrschlangen der jeweils in der Betonprobe herrschenden Temperatur angeglichen. Die Temperaturmessung und -regelung erfolgt durch einen elektronisch arbeitenden Temperaturfühler PT 100 mit analoger Sollwertausgabe und einem kryostatgeregelten Wasserkreislauf.

Bezeichnung	Zement Art	Menge	Zusatzstoff (Flugasche) kg/m ³	Zusatzmittel (Fließmittel) kg/m ³	0/o/kg Z	Wasser kg/m ³	w/z- Wert	Zu- schlag kg/m ³	Roh- dichtg kg/cm ³	Ausbreit- maß a _s cm	LP- gehalt 0/o
TA 1	HOZ 35L NW HS	270	-	5,38	2,0	170	0,58	1891	2,43	51,0	1,0
TA 2	PZ 35F	260	42,0	5,20	2,0	175	0,58	1804	2,43	43,0	1,3
TA 3	PZ 35F	240	90	7,20	3,0	183	0,55	1858	2,42	48,0	1,5
TA 4	HOZ 35L	302	-	6,2	2,0	175	0,58	1858	2,41	38,5	1,3
TA 51	PZ 35F	240	80	4,8	2,0	185	0,58	1792	2,40	54,5	0,7
TA 52	"	"	"	"	"	"	"	"	"	45,0	0,7
TA 53	"	"	"	"	"	"	"	"	"	52,3	0,7
TA TU	PZ 35F	320	30	6,0	1,8	170	0,53	1822	2,34	50,0	-

Tab. 7.2: Zusammensetzung und Frischbetoneigenschaften der Versuchsbetone

Durch eine gute Abdichtung der Schutzgefäße und der Schutzrohre wird der Verdunstung von Betonwasser und der damit verbundenen Energieabgabe vorgebeugt.

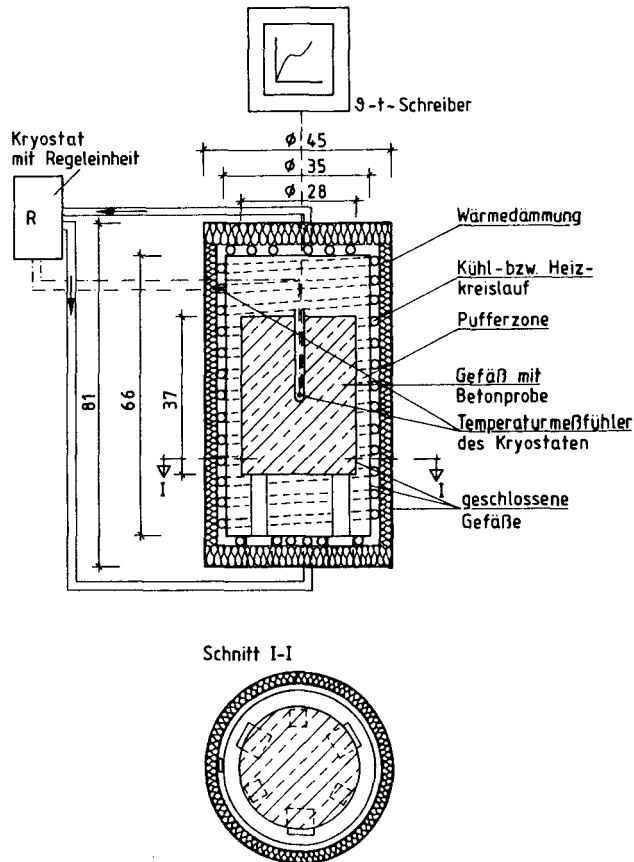


Abb. 7.2: Aufbau des adiabatischen Kalorimeters

Nachdem für den jeweiligen Versuchsbeton die Mischdauer beendet war, wurde das Probengefäß mit 21 l Inhalt gefüllt. Die Verdichtung erfolgte auf dem Rütteltisch. Das anschließend luftdicht verschlossene Probengefäß wurde etwa 30 Minuten nach Zementzugabe in den Kalorimeterbehälter eingesetzt. Der Start der Temperaturregelung des vorher auf die Frischbetontemperatur temperierten Flüssigkeitskreislaufes erfolgte unmittelbar darauf. Die Temperaturmessungen erfolgten während

der gesamten Versuchsdauer von 7 Tagen im 15 Minutentakt. Regelabweichungen der Isttemperatur gegenüber der Solltemperatur wirkten sich besonders auf die Temperaturentwicklung in den letzten Tagen aus. Vor und nach den Temperaturmessungen wurde die Betonprobe mit dem Behälter gewogen, um eventuelle Gewichtsverluste durch Verdunstung festzustellen.

7.2.3 Temperaturversuche TW an Wandausschnitten

Das zeit- und ortsveränderliche Temperaturfeld in einem Bauteil kann durch Diskretisierung mit der Fourier'schen DGL unter Einschluß des Wärmequellenglieds berechnet werden. Dabei muß die Ergiebigkeit der Wärmequelle über den adiabatischen Versuch TA modelliert werden. Damit sind zur Berechnung des Temperaturfelds Versuche prinzipiell überflüssig. Für die Berechnung müssen wesentliche Annahmen zur Temperaturleitung, zu den thermischen Randbedingungen usw. getroffen werden. Deshalb wurden die Versuche TW an Wandstreifen durchgeführt, um die Wirklichkeitsnähe der Rechnung zu überprüfen.

Als Versuchskörper wurden 1 m breite und 2 m lange Wandstreifen unterschiedlicher Höhe d untersucht, bei denen durch ober- und unterseitige sowie stirnseitige Wärmedämmung der eindimensionale Wärmestrom durch die schmalen Seitenflächen der Höhe h erzwungen wird. Der Versuchskörper stellt damit einen horizontalen Ausschnitt aus einer Wand der Dicke $b = 1,0$ m dar. Tab. 7.3 gibt einen Überblick über die Versuche.

Die Versuche TW dienen aber noch einem weiteren Zweck. Sie liefern für die Versuche Z, ZK und ZR die Regelfunktion der mittleren Temperatur des Versuchskörpers, der in diesen Versuchen eine 16 cm breiten Ausschnitt (Zugzone der Eigenspannungen) aus der 1,0 m dicken Wand darstellt. Auf diese Weise kann den Versuchskörper Z, ZK und ZR eine Temperatur entsprechend dem dicken Bauteil aufgezwungen werden.

Bezeichnung	Abmessungen [cm] l x d x h	Frischbetontemperatur [°C]
TW 1	200 x 100 x 50	20
TW 2	200 x 100 x 50	14
TW 3	200 x 100 x 16	20
TW 4	200 x 100 x 16	14

Tab. 7.3: Überblick über die Versuche zur Temperaturentwicklung in Wandstreifen TW

Auf Basis der adiabatischen Temperaturmessungen TA wurde die Rezeptur TA 5 (s. Tab. 7.2), als die hinsichtlich Verarbeitbarkeit, Temperatur- und Festigkeitsentwicklung am besten geeignete, für alle folgenden Versuche ausgewählt.

Die Versuchskörper TW 1 und TW 3 wurden zur Simulation von Sommerverhältnissen im Innenraum bei 20 °C hergestellt. Die Versuchskörper TW 2 und TW 4 wurden unter Winterbedingungen im Freien hergestellt und gelagert. Die dabei auftretenden, tageszeitlichen Temperaturschwankungen lagen zwischen +0 °C und +10 °C.

Der für die Betonage verwendete Zement, die Zusatzstoffe, der Zuschlag und das Wasser wurden ebenso wie für die TA-Versuche vorgelagert. Der Beton wurde im 300 Liter Zwangsmischer in 6 Mischungen in einem Zeitraum von 2 Stunden hergestellt.

Bei den Versuchen wurden Temperaturmessungen im Zeitraum von der Zementzugabe bis 168 Stunden danach durchgeführt.

7.2.4 Zentrische Zugversuche Z

Zur Abschätzung des Verlaufs und der Größe der Eigen- und Zwangspannungen in massigen Betonbauteilen im jungen Alter infolge beidseitiger Abkühlung sowie zur Erfassung des Einreißvorganges ist die Kenntnis der alters- und temperaturabhängigen Entwicklung der mechanischen Werkstoffeigenschaften ab einem Alter von rund 12 Stunden erforderlich. Deshalb wurden Zugversuche bei Simulation der Prüfkörpertemperatur entsprechend den Bedingungen in diesem Bauteil durchgeführt.

Das Spannungsverformungsverhalten jungen Betons bei zentrischem Zug wurde bei einer Temperaturbedingung untersucht, die für die Randzone einer massigen Wand zutrifft. Dazu wurde dem Versuchskörper nach Einbau und Verdichtung des Betons in der temperaturregelbaren Schalung (s. Abb. 7.3) eine Temperatur-Zeit-Geschichte aufgezwungen. Diese entsprach der Randzonentemperatur $T_{rm}(t)$ des 1 m breiten, beidseitig auskühlenden Wandstreifens TW. Die Temperatur $T_{rm}(t)$ ist die mittlere Temperatur des beidseitigen, rd. 16 cm breiten Randstreifens, der in der Realität von Zugeigenspannungen beansprucht wird.

Im Prüfalter τ wurde der Versuchskörper bei konstanter Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_Z$ mit der Zugspannung σ_Z beansprucht. Das Prüfalter τ und die Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_Z$ wurden entsprechend dem Versuchsprogramm in Tab. 7.4 in weitem Bereich variiert. Aus der Beziehung $\sigma_Z [\epsilon_Z, \dot{\epsilon}_Z, \tau]$ können die Verformungsmodule M_{e1} und M_{vis} abgeleitet werden.

Versuchsgruppe	Prüfalter τ [h]	Bezeichnung	Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_Z$ [$^{\circ}$ /oo/h]
Z 1	12	Z 111	0,002
		Z 120	0,2
		Z 130	20,0
Z 2	24	Z 210	0,002
		Z 212	0,02
		Z 220	0,2
		Z 230	20,0
Z 3	72	Z 310	0,002
		Z 320	0,2
		Z 330	20,0
Z 4	168	Z 413	0,002
		Z 420	0,2
		Z 430	20,0
Z 5	672	Z 514	0,002
		Z 512	0,02
		Z 520	0,2
		Z 522	0,2
		Z 530	20,0

Tab. 7.4: Übersicht über die axialen Zugversuche Z

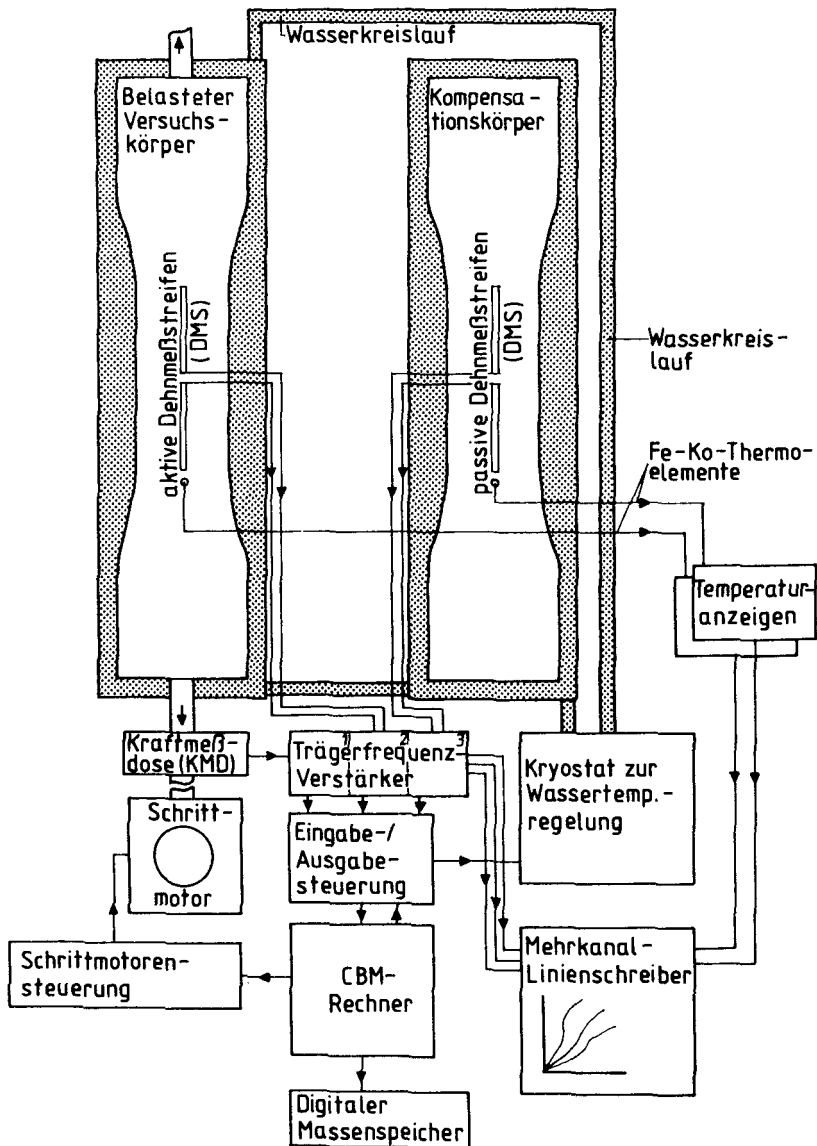


Abb. 7.3: Schematische Darstellung der Meß-, Steuer- und Regelkreisläufe der Z- und ZR-Versuche

Für die Versuche war die Entwicklung einer Zugprüfeinrichtung (Abb. 7.3) erforderlich, die eine Variation der Verformungsgeschwindigkeit im Verhältnis 1:10000 bei Wegen kleiner 1 mm einerseits und frei programmierbare Versuchsabläufe andererseits erlaubt. Als Antrieb wurde ein Schrittmotor mit einer Teilung von 1000 Schritten pro Umdrehung gewählt. Die Kraftübertragung und weitere Untersetzung erfolgt über Zahnriemen und ein vorgespanntes Spindelhubgetriebe, damit entspricht ein Einzelschritt am Motor einem Weg von ca. 5 Nanometern am Versuchskörper.

Der geschlossene Regelkreis besteht aus gekapselten einbetonierten Dehnmessstreifen, Verstärker, Microcomputer mit analoger Ein-Ausgabe-steuerung und Leistungsschrittmotorensteuerung. Von dem Rechner wird gleichzeitig die freiprogrammierbare Temperatursteuerung mittels Kryostat und wassergefüllten Doppelwandschalungen sowie die Meßwerterfassung übernommen.

Die an den Enden verdickten Versuchskörper (Abb. 7.4) mit einem Mit-tenquerschnitt 16 x 16 cm werden liegend in der Versuchseinrichtung betoniert. Die Krafteinleitung erfolgt über einbetonierte in der Länge gestaffelte Gewindestäbe. Der Temperaturregelzyklus wurde unmittelbar nach abgeschlossener Betonage in Betrieb gesetzt.

Durch nachträgliche Ankoppelung von Ankerplatten und Zugspindeln an den jungen Betonkörper kann eine unkontrollierbare Vorbeanspruchung entstehen. Um dies zu vermeiden, wurden die Ankerplatten schon vor dem Betonieren des Versuchskörpers fest mit den Gewindestangen und den Zugspindeln gekoppelt. Die sich aus Temperaturänderung und chemischem Schwinden einstellenden Betonverformungen wurden bis zum Belastungsbeginn mittels Schrittmotor nachgeregelt, so daß jeglicher Zwang vermieden wurde. Die Steuerung des Versuchsablaufes erfolgte automatisch über den Microrechner, so daß Belastungsalter und Verformungsgeschwindigkeit exakt eingehalten werden konnten.

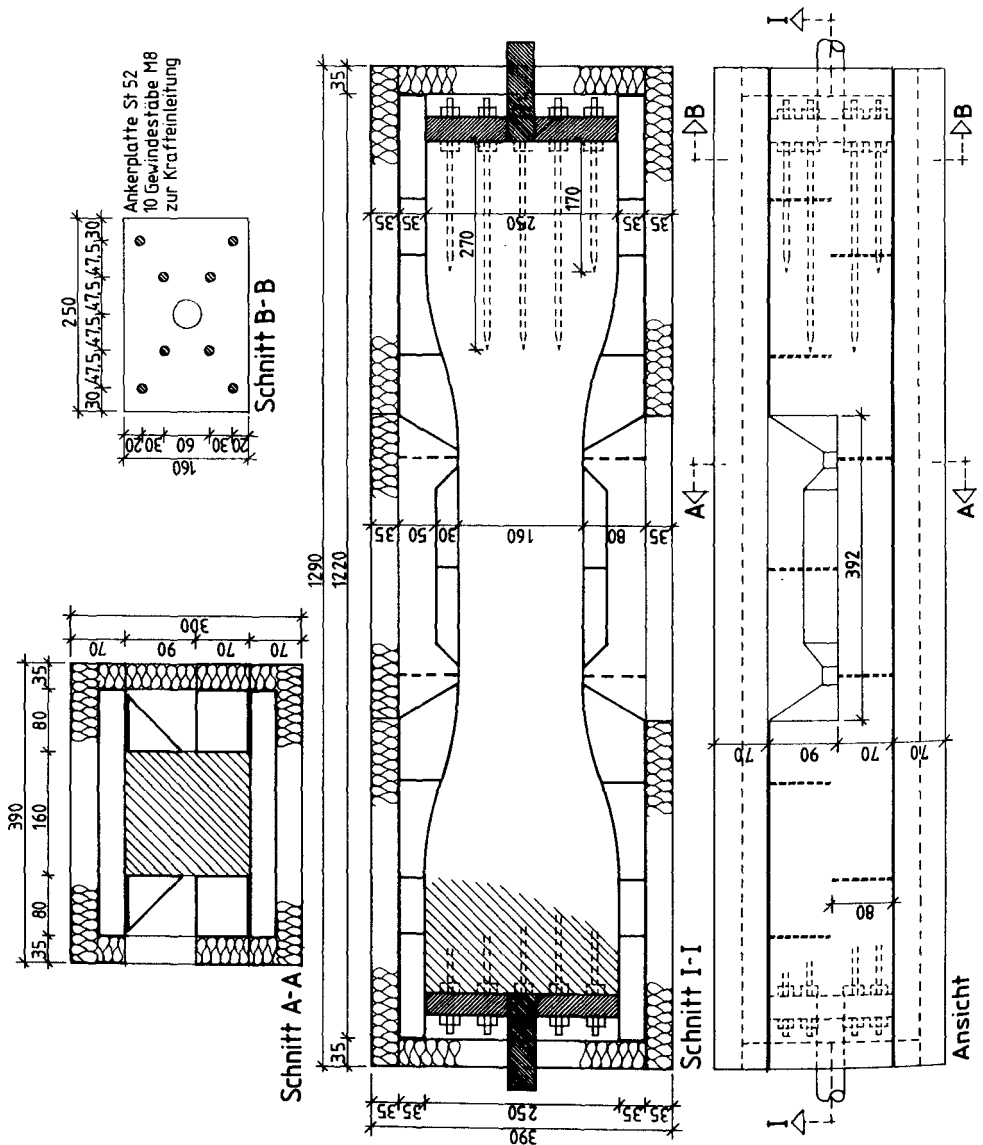


Abb. 7.4: Versuchskörper Z und ZR mit Schalung, Wärmedämmung und Ankerplatte

7.2.5 Zugrelaxationsversuche ZR und Tastversuche zum Zugkriechen ZKR

Das Zugrelaxationsvermögen von jungem Beton wurde entsprechend der Übersicht in Tab. 7.5 untersucht.

Versuchsgruppe	τ [h]	Bezeichnung	$\sigma_{z0}/\beta_Z(\tau)$
Z 2	24	Z 2 R 1	0,5
		Z 2 R 2	0,7
		Z 2 R 3	0,9
Z 3	72	Z 3 R 1	0,5
		Z 3 R 2	0,7
		Z 3 R 3	0,9
		Z 3 R 4	0,9
Z 4	168	Z 5 R 1	0,5
		Z 5 R 2	0,5
		Z 5 R 3	0,9

Tab. 7.5: Übersicht über die Zugrelaxationsversuche ZR

Zur Erfassung des alters- und spannungsabhängigen Relaxationsvermögens wurden Zugrelaxationsversuche an bauteilgerecht erhärtenden, versiegelten Versuchskörpern in der zuvor beschriebenen Versuchseinrichtung durchgeführt. Die spannungsunabhängigen Verformungen wurden dabei analog zu den Zugversuchen durch Kompensationskörper in der Regelung berücksichtigt. Die Versuchsparameter waren das Betonalter (1, 3 und 7 Tage) und die Beanspruchungshöhe (50, 70 und 90 % der Zugfestigkeit bei Beanspruchungsbeginn).

Der Versuchsablauf der Relaxationsversuche bis zur Beanspruchung entsprach dem der Zugversuche (kein Zwang). Die Anfangsspannung wurde mit einer Dehngeschwindigkeit von 20 $^{\circ}/_{00}/h$ angefahren.

Unmittelbar nach Erreichen der Anfangsspannung wurde der rechnergesteuerte Regelkreislauf automatisch auf Konstanthaltung der Dehnung umgeschaltet, so daß der Spannungsabfall schon in den ersten Sekunden der Relaxationsdauer registriert werden konnte. Nach ca. 100 Stunden Relaxationszeit erfolgte die Entlastung.

Voraussetzung für das Gelingen der Versuche war gleiche Eigenverformung der Relaxations- und Vergleichsprobe beim Durchfahren der Temperaturzyklen; die spannungsunabhängige Verformung betrug nämlich ein Vielfaches der Regelspanne.

Zur rechnerischen Überführung des Zugrelaxationsvermögens in das Zugkriechen wurden Tastversuche zum Zugkriechen an jungem Beton bei den o.g. Erhärtungsbedingungen in der zuvor beschriebenen Versuchseinrichtung durchgeführt. Die Versuchsparameter waren das Betonalter 1 und 7 Tage sowie der Beanspruchungsgrad 50 und 70 % der altersbezogenen Zugfestigkeit.

Der Versuchsablauf entsprach dem der Zugrelaxationsversuche mit dem Unterschied, daß die Kraft konstant gehalten wurde.

7.2.6 Kerbzugversuche ZK

Die gekerbten Zugversuche dienen zur Messung der RiBerweiterungskraft G_i in jungem Beton. Das Prüfalter τ und die Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_z$ wurden entsprechend der Übersicht in Tab. 7.6 variiert.

Versuchsgruppe	τ [h]	Bezeichnung	$\dot{\epsilon}_z$ [°/oo/h]
Z 2	24	Z 2 k 21	0,2
		Z 2 k 22	0,2
		Z 2 k 31	2,0
		Z 2 k 32	2,0
Z 4	168	Z 4 k 21	0,2
		Z 4 k 22	0,2
		Z 4 k 31	2,0
		Z 4 k 22	2,0

Tab. 7.6: Übersicht über die Kerbzugversuche ZK

In Vorversuchen erwies sich die in Abschn. 7.2.3 beschriebene Zugprüfeinrichtung für die Kerbzugversuche als ungeeignet. Mangelnde Steifigkeit der Prüfeinrichtung sowie regeltechnische Probleme waren hierfür verantwortlich. Die verformungsgeregelte Steuerung des Versuchs im Nachbruchbereich war nicht möglich.

Deshalb wurde bei den Kerbzugversuchen auf eine mechanische Universalprüfmaschine (UPM) mit 500 kN Nennlast zurückgegriffen. Die Beschaffenheit der Prüfmaschine und die Vorlagerungsbedingungen der Versuchs-

körper erforderten andere Prüfkörperabmessungen als diejenigen, die bei den Z- und ZR-Versuchen Verwendung fanden.

Die Kerbzugversuche wurden an unbewehrten Zugkörpern entsprechend Abb. 7.5 mit den Abmessungen $80 \times 160 \times 360 \text{ mm}^3$ durchgeführt. Die Kerbe wurde als ca. 3 mm breiter Sägeschnitt mit 20 mm Tiefe ausgeführt. Jeweils drei Versuchskörper wurden in einer Stahlschalung betoniert. Die eingeschalteten Versuchskörper wurden ab der Herstellung bis unmittelbar vor dem Prüftermin in einem entsprechend den Zugversuchen temperaturgesteuerten Wasserbad in der Schalung gekapselt gelagert.

Um einen möglichst steifen Anschluß des Versuchskörpers an die UPM zu erreichen, wurde er an seinen Stirnflächen (Abb. 7.6) vollflächig an Ankerplatten geklebt. Die Ankerplatten waren bereits vor dem Verkleben in der UPM spielfrei verschraubt worden. Die parallel geführte, sehr fein steuerbare Fahrtraverse der UPM und das exakte Zentrieren des Versuchskörpers in der UPM vor dem Verkleben erlaubten diese gelenkfreie Krafteinleitung.

Die Versuchssteuerung erfolgte über zwei im Kerbquerschnitt angeklebte induktive Wegaufnehmer (Meßbasis, $l_0 = 30 \text{ mm}$, Meßbereich $0,5 \text{ mm}$ MSTI; s. Abb. 7.5) und den in die UPM integrierten Regelverstärker mit Rampengenerator. Die Verformung wird der Probe über den weggeregelten, servomechanischen Antrieb über eine vorgespannte Kugelumlauf lagerung spielfrei aufgezwungen. Die Massenträgheit der Prüfmaschine bedingte die Beschränkung auf zwei Verformungsgeschwindigkeiten: $\dot{\epsilon}_{\min} = 0,2 \text{ } ^\circ/\text{oo}/\text{h}$ und $\dot{\epsilon}_{\max} = 2,0 \text{ } ^\circ/\text{oo}/\text{h}$ (Verhältnis 1 : 10). Zur Kraftmessung diente die in die Fahrtraverse eingebaute Kraftmeßdose (max Kraft 500 kN, kleinster Meßbereich 2 kN bei max 1 % Meßfehler).

Zur Differenzierung zwischen elastischer und plastischer Dehnung wurden Dehnmeßstreifen mit einer Meßbasis von 30 mm innerhalb und außerhalb des Kerbquerschnittes angeordnet. Um Aufschluß über die Dehnungsverteilung und den Reißprozeß zu erlangen, wurden exemplarisch in einem Versuch mit Hilfe der Laser-Speckle-Photographie die Verformungen im Bereich zwischen den Kerben analysiert. Die Meßeinrichtung sowie die meßtechnische Betreuung übernahm das Institut für experimentelle Mechanik der TU Braunschweig, Prof. Ritter. Die Auswertung der Specklebilder erfolgte am Institut für Massivbau der Universität Hannover, Prof. Bieger.

- 100 -

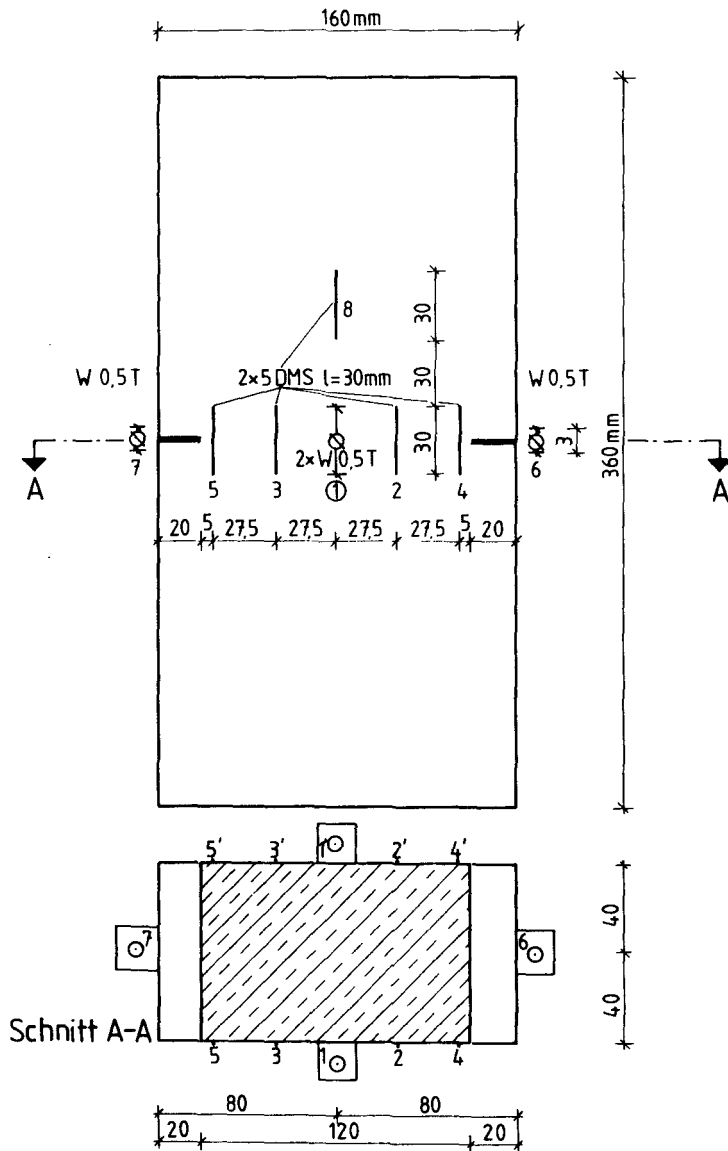


Abb. 7.5: Versuchskörper und Instrumentierungsplan der ZK-Versuche

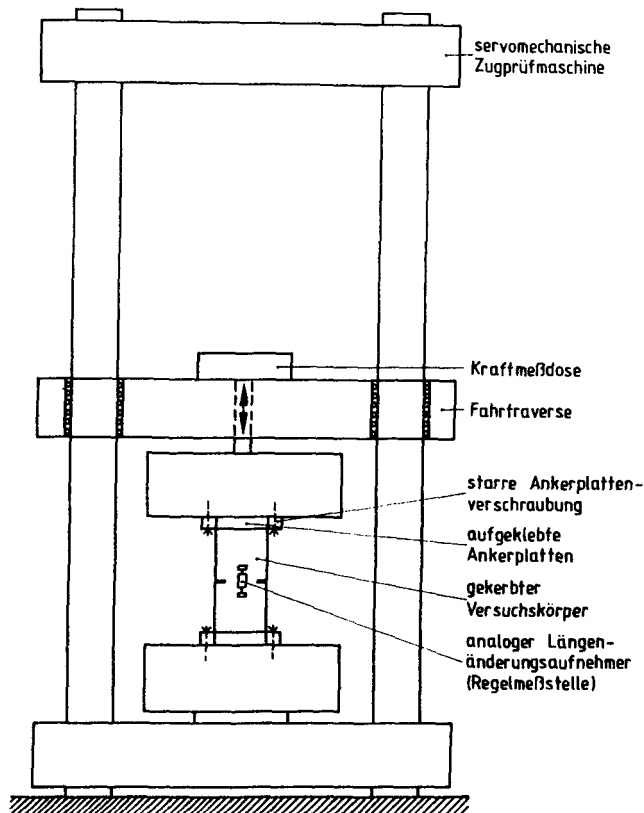


Abb. 7.6: Versuchsaufbau der ZK-Versuche

7.2.6.1 Studium der Rißprozesse mit Hilfe der Laser-Speckle-Photographie

Die Laser-Speckle-Photographie gestattet die Messung der Verformung der Oberfläche von ebenen Objekten. Es handelt sich um ein optisches, berührungsloses Meßverfahren. Die Verformung wird durch Interferenzlinien auf dem Bild des Objektes angezeigt. Der Vorzug dieses Verfahrens liegt in der flächenhaften, bildmäßigen Information. Fehlerhafte Stellen verformen sich unter Belastung anders als fehlerfreie Zonen. Das Verfahren erweist sich als besonders leistungsfähig bei der Beobachtung entstehender Risse.

Bei der Reflektion eines kohärenten Laserlichtstrahles von der optisch rauhen Betonoberfläche kommt es zur Interferenz der Lichtwellen, dabei werden teilweise Lichtstrahlen vollständig ausgelöscht. Die Orte vollkommener Auslöschung stellen sich als unregelmäßig verteilte dunkle Flecken (engl. Speckle) dar. Das Specklefeld ist räumlich stationär, solange bei konstanter Strahlrichtung und feststehendem Beobachtungspunkt die erzeugende Oberfläche in Ruhe bleibt.

Durch photographische Doppelbelichtung lassen sich die Specklefelder für zwei verschiedene Verformungszustände auf einem Negativ festhalten und damit läßt sich das gesamte Verschiebungsfeld optisch speichern. Es besteht aus einer Vielzahl von Specklepaaren, die durch den jeweiligen Verschiebungsvektor voneinander getrennt sind. Bei einer Durchstrahlung eines solchen mit Specklepaaren übersäten Filmnegatives mit einem Laserstrahl entsteht auf einem dahinter angeordneten Schirm (s. Abb. 7.7) ein Beugungshalo eines unverschobenen Specklefeldes überlagert von einer Reihe paralleler dunkler Streifen, den sogenannten "Youngschen Streifen". Die Streifen mit gleichen Abständen verlaufen senkrecht zu der im Objekt eingetretenen Verschiebung. Die Verschiebungsgröße v errechnet sich aus dem Streifenabstand durch die Beziehung

$$v = \frac{\lambda \cdot z}{M \cdot \Delta u}$$

mit:

- λ : Wellenlänge des Laserstrahls
- z : Abstand zwischen Negativ und Schirm
- M : Abbildungsmaßstab (Bild/Gegenstand)
- Δu : Abstand der Youngschen Streifen

Die Grenzen des Meßbereichs werden beeinflusst durch den Abbildungsmaßstab M , das Auflösungsvermögen des Films, die optische Leistung des Objektivs und die Empfindlichkeit des Films in Verbindung mit der Laserleistung. Die Meßbereichsgrenzen ergeben sich aus

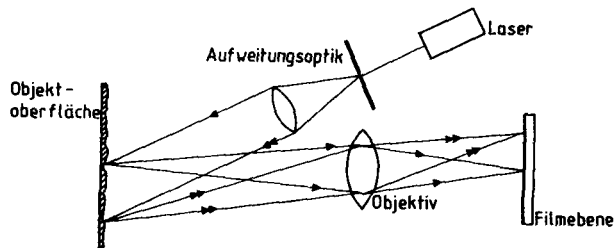
$$\min v = 1,22 \cdot \lambda \cdot F \cdot (1 + M)/M$$

mit:

F : Blendenzahl

$$\max v = d / (3 \cdot M)$$

d : Durchmesser des Laserstrahls



$$v \sim \frac{\lambda}{\Delta u} \text{ Verschiebung}$$

Δu Abstand der Young'schen Streifen

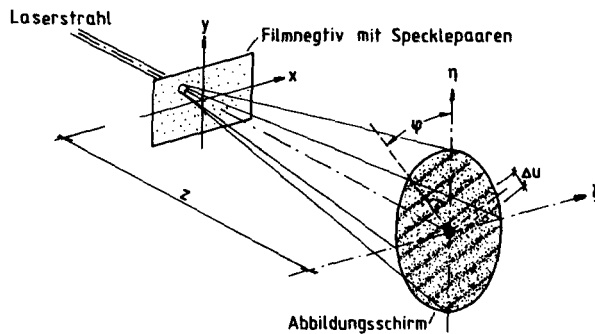


Abb. 7.7: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus für Laser-Speckle-Photographie und der Einzelpunktauswertung für Specklebilder /121/

So ergeben sich für $\lambda = 0,514 \mu\text{m}$; $F = 5,6$; $M = 1:1$ und $d = 1 \text{ mm}$ die Grenzen zu

$\min v = 7 \mu\text{m}$; $\max v = 333 \mu\text{m}$

Die hier verwendete Meßeinrichtung wurde vom Institut für experimentelle Mechanik der TU Braunschweig zur Verfügung gestellt und von Dipl.-Ing. Jens Hilbig betreut. Sie bestand aus einem 0,5 Watt Argon-Ionen-Laser mit Strahlfilterung und Aufweitungsoptik, sowie einer Plattenkamera (Negativformat $9 \times 12 \text{ cm}$) und einem Nahbereichsobjektiv 90 mm.

Mit dieser Ausrüstung konnte ein Objektfeld von ca. $15 \text{ cm } \varnothing$ relativ gleichmäßig ausgeleuchtet werden. Die erforderliche Belichtungszeit betrug dann ca. 20 sek pro Einzelbelichtung. Da die Dehnungsregelung des laufenden Kerbzugversuchs nicht unterbrochen werden konnte, galt es die Verformungsgeschwindigkeit so klein zu wählen, daß die laufenden Verschiebungen die Specklebilder nur unwesentlich störten.

Die Streifenauswertung erfolgte manuell mit Unterstützung eines Digitalisierbrettes, einer rechnergesteuerten Negativsteuerung und einem Rechner zur Verformungsberechnung. Die Auswerteinrichtung wurde vom Institut für Massivbau der Universität Hannover zur Verfügung gestellt.

Aufgrund des erheblichen Meß- und Auswerteaufwandes konnte nur ein Kerbzugversuch mit Ganzfeldmessung durchgeführt werden. Da die Fläche zwischen den Kerben freibleiben mußte, wurde die Verformungsregelung bei diesem Versuch über den Kerben angeordnet. Die hier angewandten großen Meßintervalle waren durch die erforderliche Mindestverschiebung also für ein Streifenpaar ca. $7 \mu\text{m}$ vorgegeben.

7.2.6.2 Laserinterferometrische Vermessung der Rißprozeßzone mit dem ESPI-Verfahren

Das ESPI-Verfahren gestattet die unmittelbare Messung der Verformung der optisch rauen Oberfläche von Objekten im statischen und dynamischen Versuch. Es stellt ein optisches Interferometrieverfahren dar, welches im Bereich des Maschinenbaus zur qualitativen Verformungsvermessung bereits eingesetzt wird /32/. Sein Einsatz für die Verformungsanalyse von keramischen Werkstoffen (z.B. Beton) stellt noch die

Ausnahme dar. Nachstehend erfolgt eine kurze Beschreibung des Meßprinzips und der rechnergestützten Auswertung.

Der schematische Aufbau zur Erzeugung eines Specklegramms ist in Abb. 7.8 dargestellt. Dieser Aufbau dient zur Messung der sich normal zur Objektebene einstellenden Verschiebungen (sogen. out-of-plane-Verschiebung). Mit Hilfe von zwei Objektstrahlen und entsprechender Adaption der Aufweitungsoptik können auch in-plane-Verschiebungsvektoren gemessen werden. Der aus der Laserdiode austretende kohärente Lichtstrahl wird in einem Strahlteiler in den Objektstrahl, der aufgeweitet wird, und den Referenzstrahl aufgeteilt. Das Objekt reflektiert den Objektstrahl diffus durch das Aufnahmeobjektiv über ein Linsensystem und durch Umlenkspiegel zum elektronischen Aufzeichnungsmedium, der CCD-Kamera. Dort interferiert er mit der gerichteten Referenzwelle. Die Intensitäten der einzelnen Wellen können durch Filter abgestimmt werden.

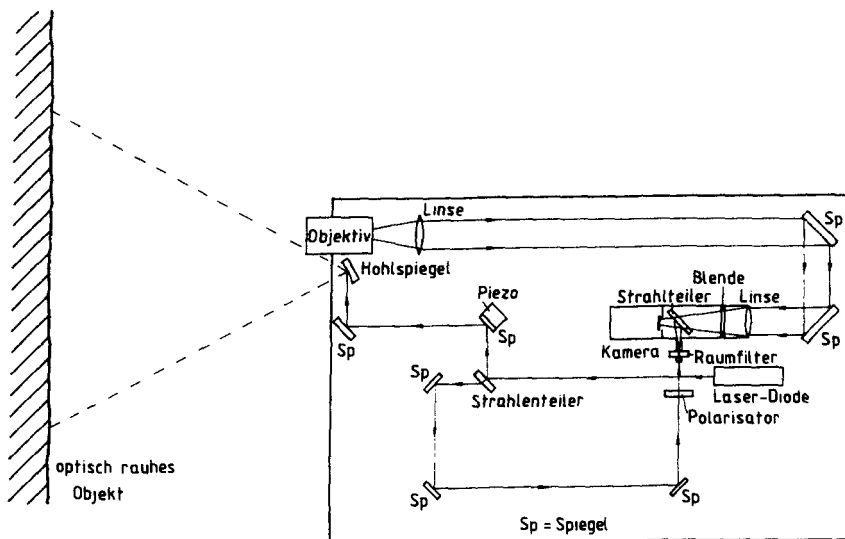


Abb. 7.8: Meßplatzaufbau des ESPI-Verfahrens zur Messung der out-of-plane-Verschiebung (schematisch) /114/

In einer ersten Teilbelichtung wird die Oberfläche des unverformten Objekts auf dem elektronischen Aufnahmemedium (CCD-Kamera) als Specklegramm aufgezeichnet. In einer zweiten Aufnahme wird die Oberflächen-gestalt des verformten Körpers aufgenommen. Durch Überlagerung der beiden Specklegramme entstehen makroskopisch sichtbare Interferenz-streifen. Diese stellen ein Maß für die Verformung dar. Die Streifen beschreiben alle Punkte des Objektes, die die gleiche Verschiebung in Richtung des Empfindlichkeitsvektors aufweisen. Dieser bildet die Winkelhalbierende zwischen der Beleuchtungsrichtung und der Normalenrichtung der Aufnahmeoptik. Zwischen n aufeinanderfolgenden Streifen (n -te Ordnung) besteht dann eine Verschiebungsdifferenz δ in Richtung des Empfindlichkeitsvektors von einem Vielfachen der halben Wellenlänge $\lambda/2$ des Laserstrahls.

Die quantitative Auswertung der Streifenmuster ist manuell schwierig und zeitaufwendig, weil in den Streifen an sich noch keine Aussage über die Verformungsrichtung enthalten ist. Abhilfe schafft hierfür die rechnergestützte Bildauswertung, gekoppelt mit einem Phasenshift $/32/$. Durch zwei definierte Verschiebungen des Laserstrahles um je $\lambda/2$ mit Hilfe eines rechnergesteuerten Piezos und der anschließenden Speicherung der daraus resultierenden Specklegramme läßt sich die Berechnung des Verschiebungsvektors durchführen.

Die Anwendung der Meßmethode wird an einem Kerbzugversuch demonstriert. Versuchseinrichtung und Versuchskörper entsprechen den zuvor beschriebenen Angaben. Der hier gewählte Aufbau ermöglicht eine Orientierung des Empfindlichkeitsvektors um ca. 90° gegenüber der Objektebene. Die gemessenen Verformungen δ setzen sich i.w. aus Verschiebungen aus der Objektoberfläche heraus (out-of-plane) zusammen. Zu Beginn der Verformung wurde ein Specklegramm des Körpers im Ausgangszustand aufgenommen. Das sich während der Verformung ergebende Streifenmuster kann direkt beobachtet und auf einem Videofilm dokumentiert werden. Bei hoher Streifendichte bzw. bei interessanten Verformungsfiguren werden darüber hinaus phasenverschobene Streifenbilder auf der Bildverarbeitungskarte im Rechner gespeichert. Es wird ein neuer Ausgangszustand im Videotakt (25 Hz) festgehalten, und die neue Streifenbildung kann beobachtet werden. Die Aneinanderreihung der einzelnen Streifenbilder erlaubt die lückenlose Aufzeichnung der vollständigen Arbeitslinie.

7.2.7 Eigenspannungsversuche an Wandausschnitten EW

Die vorstehend beschriebenen Versuche dienen als Grundlage für die Bildung einer Theorie zur Eigenspannungsrißbildung sowie zum Studium Einfluß von Eigenspannungsrisen auf die Zwangrißbildung. Eine solche Theorie muß anhand geeigneter Bauteilversuche geprüft werden. Die in Tab. 7.7 aufgeführten Hauptversuche dienten diesem Ziel.

Versuchs- bezeichnung	Ausschal- zeitpunkt σ_e [h]	Beweh- rungsgrad μ [%]	Zwangauf- bauzeit σ_{ZW} [h]	Dehngeschwindigkeit ϵ_z [°/oo]
EW 1	12	-	168	0,2
EW 2	24	-	168	0,2
EW 3	72	-	168	0,2
EW 4	144	-	168	0,2
EW 5	24	0,283 [4ø12]	168	0,2
EW 6	24	-	28	0,02

Tab. 7.7: Eigenspannungsversuche an Wandausschnitten EW

Das Modell, der Ausschnitt aus einer 1 m dicken Wand, wurde ab einem bestimmten Zeitpunkt σ_e , dem Ausschalzeitpunkt, beidseitig abgekühlt, so daß ein ebenes, eindimensionales und symmetrisches Eigenspannungsfeld entstand. Die Fortsetzung der Wand nach oben und unten wurde durch Wärmedämmung thermisch simuliert. Im Anschluß an den Eigenspannungsversuch wurde jeder Versuchskörper einem zentrischen Zug unterworfen, um hierdurch die reale Schwächung des Querschnitts durch Einrisse festzustellen.

Zur Erzeugung von Eigenspannungen und von Einrisen nach dem Ausschalen wurden die Schmalseiten des Wandausschnitts durch einen definierten Temperaturschock abgekühlt.

Die Versuchskörper EW 1 bis 6 (Abb. 7.9), die einen Ausschnitt aus einer 1 m dicken Wand darstellen, hatten die Abmessungen 388 x 100 x 16 cm³. Die Meßlänge betrug 200 cm. Die Kraft- und Temperatureinleitungsbereiche betrugen daran anschließend 94 cm. Als Einleitungsbewehrung dienten zwei Lagen Gewindestangen mit gestaffelter Länge, die an

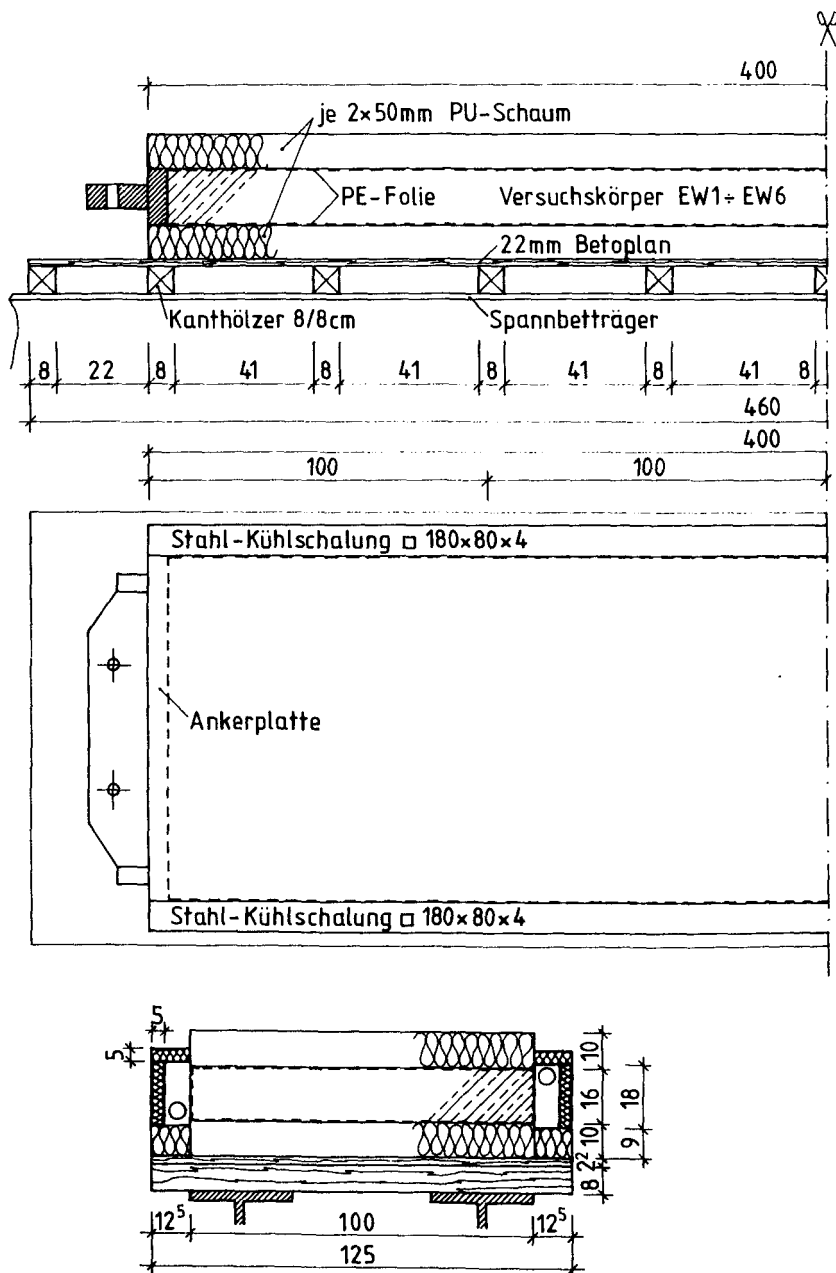


Abb. 7.9: Versuchskörper EW 1 - EW 6

Ankerbarren angeschraubt wurden. Auf diese Weise wurde eine einfach austauschbare, kraftschlüssige Verbindung mit den Ankerplatten erzielt. Der Versuchskörper EW 5 erhielt zusätzlich 2 \varnothing 12 BSt 420 S je Schmalseite als durchgehende Bewehrung. Diese wurde an den Enden über ein Gewinde M 10 mit den Endankerplatten verbunden.

Die mechanische Belastungseinrichtung ist in Abb. 7.10 dargestellt. Die Lastaufbringung erfolgte über zwei servohydraulische Zugpressen (max $F = 1000 \text{ kN}$, max $\Delta l = 100 \text{ mm}$), die jeweils über Regelverstärker,

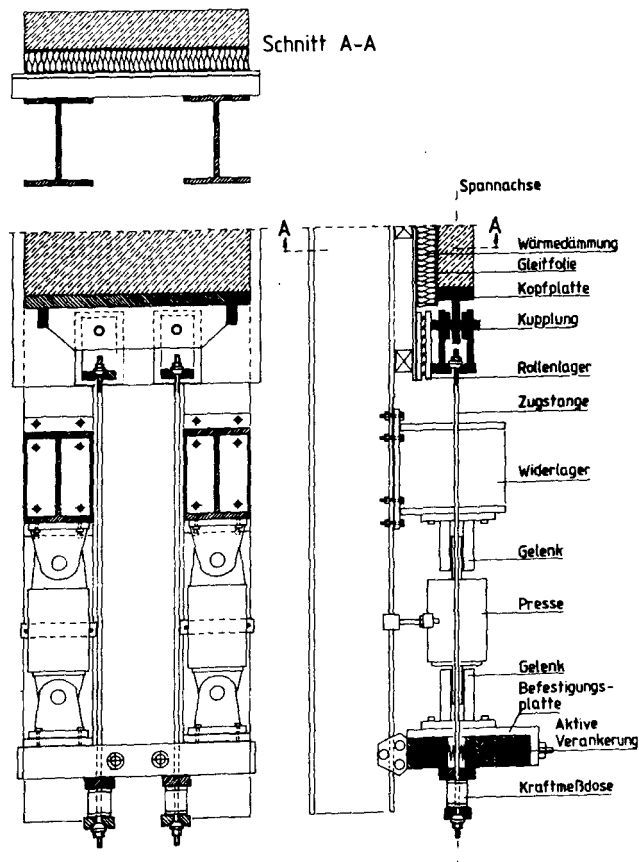


Abb. 7.10: Spannbett mit Versuchskörper EW und Belastungseinrichtung

Rampengenerator und Hydraulikaggregat gesteuert wurden. Das Steuersignal wurde über induktive Wegaufnehmer ($\Delta l = 5 \text{ mm}$, $l_0 = 220 \text{ cm}$) gegeben, die mittels einbetonierter Gewindebolzen seitlich an den Versuchskörpern verschraubt waren.

Die Versuchskörper EW 1 - EW 6 wurden in der Prüfeinrichtung betoniert. Die Frischbetontemperatur betrug 20°C . Der Betoniervorgang wurde durch die intensive Instrumentierung mit Thermoelementen, Dehnmessstreifen und Graphitrißdetektoren, die durch Nygonschnüre und Verklebungen auf der PE-Folie gehalten wurden, erschwert.

In verschiedenen Altersstufen wurde durch künstliche Abkühlung der langen Stirnseiten der Wandscheiben das Abkühlen des Bauteils nach dem Ausschalen simuliert. Das simulierte Ausschalter wurde zwischen 12 h und 6 Tagen variiert. Die Abkühlung erfolgte durch plötzliches Beschicken der Stahlhohlkästen mit einer auf 0°C vorgekühlten Flüssigkeit, die dann über einen Zeitraum von ca. 6 - 8 h konstant auf dieser Temperatur gehalten wurde. Die Kühlung wurde dann abgeschaltet und es stellte sich allmählich ein Temperaturniveau auf dem Umgebungstemperaturniveau ein. Während der Abkühlzeit wurden Dehnungsmessungen im Beton und Rißmessungen vorgenommen. Die Betontemperaturen wurden während der gesamten Versuchszeit gemessen.

Nach 7 Tagen wurde an den Versuchskörpern EW 1 - EW 5 die Restzugfestigkeit mittels verformungsgeregelter Lastaufbringung mit $\dot{\epsilon} = 0,2^\circ/\text{oo/h}$ ermittelt.

Der Versuchskörper EW 6 erfuhr während der Abkühlung, beginnend nach zweistündiger Abkühlzeit, eine langsame, Zwang simulierende Verformung von $\dot{\epsilon} = 0,06^\circ/\text{oo/h}$ bis zum vollständigen Bruch.

7.3 Versuchsergebnisse

7.3.1 Adiabatische Temperaturentwicklung unterschiedlicher Betone TA

Die adiabatische Temperaturerhöhung der Versuchsbetone TA 1 - TA 5 ist in Abb. 7.11 dargestellt. Die adiabatische Temperaturerhöhung steigt bei gleicher Zementart mit der Zementmenge an. Beim Beton TA 1, der

- 111 -

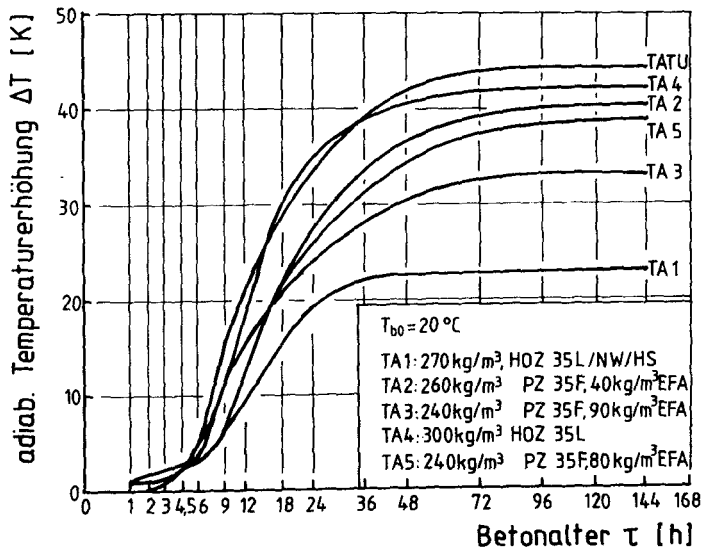


Abb. 7.11: Adiabatische Betontemperaturerhöhung der Versuchsbetone TA 1 - TA 5 und TA TU

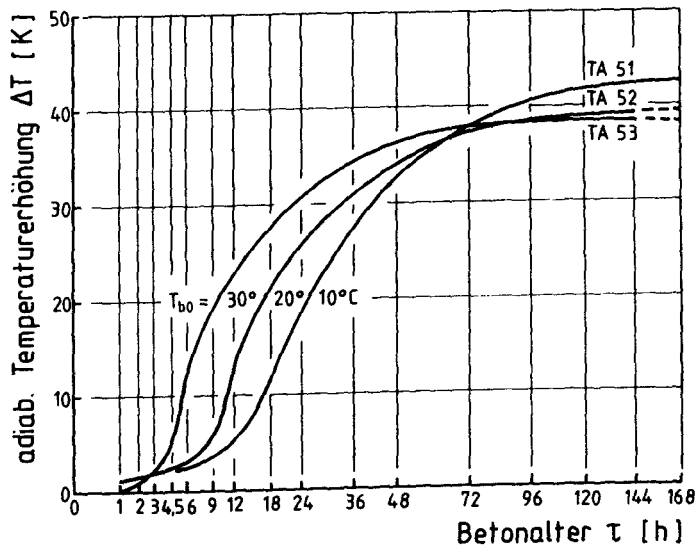


Abb. 7.12: Adiabatische Betontemperaturerhöhung in Abhängigkeit von der Frischbetontemperatur

mit 270 kg/m^3 HOZ35L/NW/HS hergestellt wurde, ergab sich eine deutlich geringere Temperaturerhöhung als bei vergleichbaren Rezepturen mit PZ 35 F (s. Versuch TA 2). Die Temperaturentwicklung verzögert sich bei Verwendung von Hochofenzement deutlich.

Die allen weiteren Versuchen zugrunde gelegte Betonrezeptur TA 5 wurde zusätzlich bei den Frischbetontemperaturen von 10 und 30 °C untersucht, s. Abb. 7.12. Unterschiedliche Frischbetontemperaturen bewirken annähernd eine zeitliche Parallelverschiebung der Temperaturerhöhung: je geringer die Frischbetontemperatur T_{bo} , umso später setzt die überproportionale Temperaturentwicklung ein. Die Verringerung der Frischbetontemperatur von 30 auf 10 °C bewirkt eine Verzögerung des Temperaturanstiegs um ca. 8 bis 10 h bzw. eine Temperaturdifferenz von bis zu 18 K bei gleichem Betonalter. Der Endwert der adiabatischen Temperaturerhöhung stellt sich schwach ausgeprägt umgekehrt proportional zur Frischbetontemperatur ein. Die Temperaturunterschiede betragen nach 7 Tagen ca. 2,5 K. Die Ursache ist im unterschiedlichen Kristallwachstum zu suchen, was eine Änderung der Diffusionsgeschwindigkeit des Abbindewassers durch die bereits hydratisierten Zementkornoberflächen bedeutet.

Eine veränderte Frischbetontemperatur bei gleicher Betonzusammensetzung bewirkt im wesentlichen eine Zeitverzerrung der Wärmeentwicklung bei ähnlichem Temperaturverlauf.

7.3.2 Temperaturfelder in Wandausschnitten TW

Die Temperaturversuche TW dienten der Messung der zeit- und ortsabhängigen Temperaturentwicklung über den Wandquerschnitt während der Zeitdauer von rd. 168 h.

Abb. 7.13 zeigt exemplarisch die ortsabhängigen Temperaturerhöhungen über die Zeit von Versuchskörper TW 3. In Abb. 7.14 ist das Temperaturfeld von TW 5 dargestellt. Die Betontemperatur erhöhte sich bis ca. 28 h nach Wasserzugabe und fiel dann kontinuierlich auf die Umgebungstemperatur ab, so daß nach rd. 168 h der Temperaturausgleich erreicht war. Über den Querschnitt beträgt der Temperaturabfall zum Rand maximal 13 K. Dies ist in der guten Wärmeleitfähigkeit der Stahlseitschalungen begründet.

Die Versuchskörperhöhe übte wegen der wirksamen, horizontalen Wärmedämmung nur einen geringen Einfluß auf das gesamte Temperaturniveau aus. Deshalb wurde für die weiteren Versuche die Plattenhöhe von 16 cm gewählt.

Für die Temperaturregelung der Z-, ZK- und ZR-Versuche, über die im folgenden berichtet wird, wurde die Randzonentemperatur $T_{rm}(t)$ der Meßstelle 47 des Versuchskörpers TW 3 (Abb. 7.13) ausgewählt. Sie liegt etwa im Kern des gedachten Randausschnittes eines 16 cm dicken Wandstreifens.

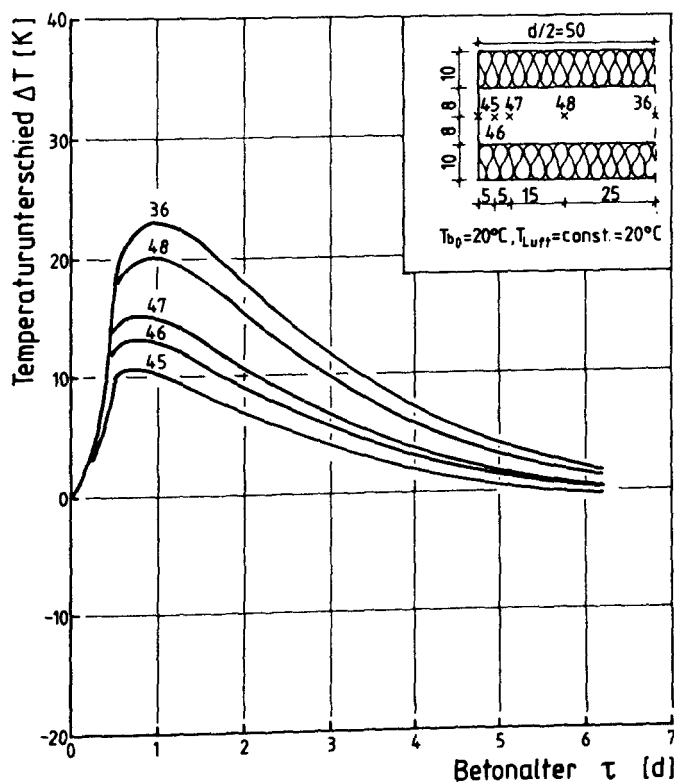


Abb. 7.13: Temperaturunterschied in Abhängigkeit von Zeit und Ort nach Betonherstellung im Versuchskörper TW 3

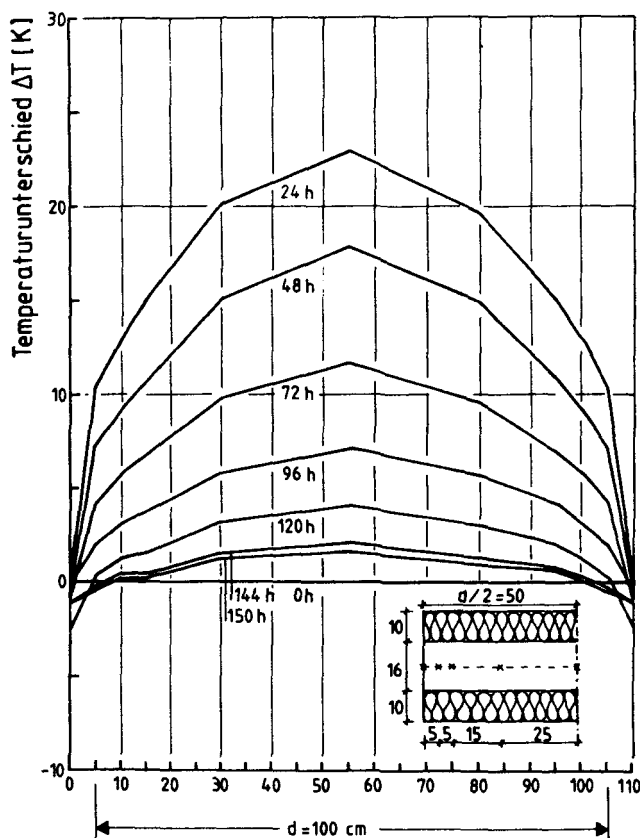


Abb. 7.14: Temperaturverteilung im Versuchskörper TW 3

7.3.3 Ergebnisse der axialen Zugversuche Z

7.3.3.1 Temperaturen und lastunabhängige Verformungen

Die axialen Zugversuchskörper Z, denen die mittlere Randzonentemperatur des massigen Wandstreifens aufgezwungen wurde, wiesen weder in Längs- noch in Querrichtung der Versuchskörper wesentliche Temperaturgradienten auf, so daß von einem ebenen Temperaturdehnungszustand ausgegangen werden kann.

Die spannungsunabhängige Verformung des Betons setzt sich aus einem temperaturabhängigen und einem temperaturunabhängigen Anteil (z.B. chemisches Schrumpfen) zusammen. Wie aus Abb. 7.15 ersichtlich, ändert sich die Betondehnung nicht proportional der zugehörigen Temperatur. Die unterschiedliche Entwicklung der lastunabhängigen Verformungen ließ es wenig sinnvoll erscheinen, die Verformungsanteile als alters- und temperaturabhängige Größen zu definieren, um sie dann rechnerisch zu kompensieren. Statt dessen wurde der elektrischen Kompensation mit den beiden identischen Versuchskörpern und der Vollbrückenschaltung der Vorzug gegeben, zumal die verwendeten Dehnmeßstreifen auch einen temperaturabhängigen K-Wert besitzen.

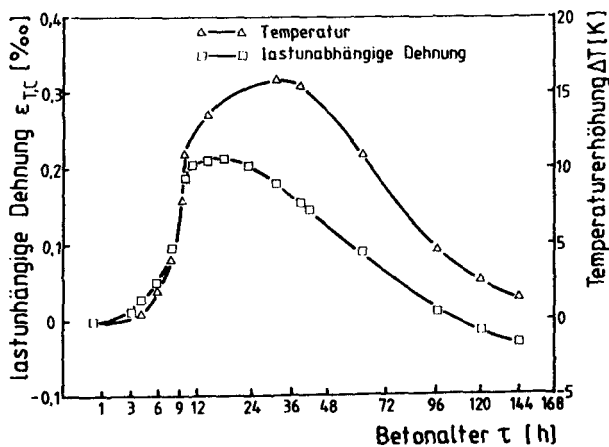


Abb. 7.15: Temperatur und lastunabhängige Verformungen der Zugversuchskörper Z

7.3.3.2 Spannungs-Dehnungsbeziehung

Bei den zentrischen Zugversuchen Z wurden das Betonalter τ bei Belastungsbeginn und die Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ variiert. Die σ - ϵ -Linien sind in den Abb. 7.16 - 7.18 dargestellt.

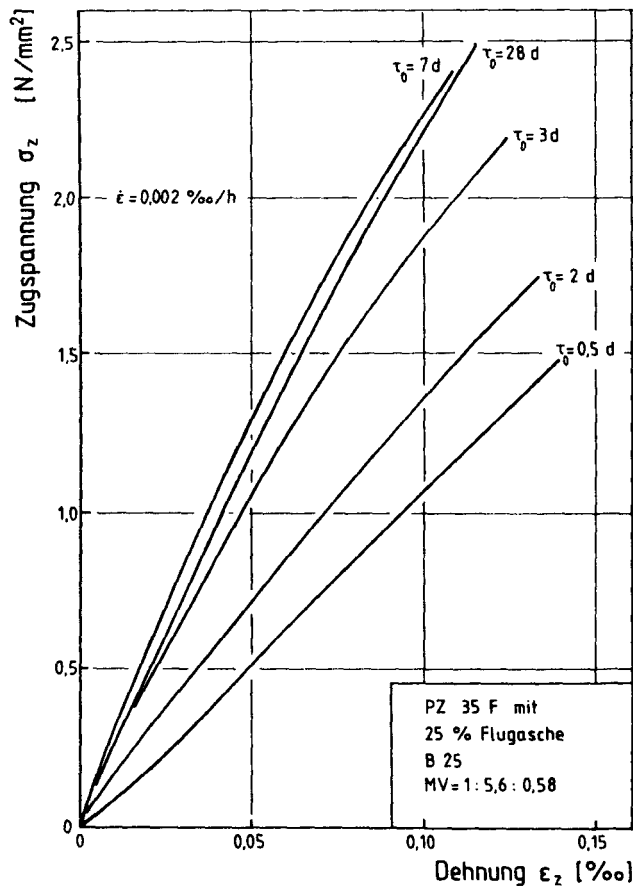


Abb. 7.16: Spannungsdehnungslinien der zentrischen Zugversuche Z mit $\dot{\epsilon} = 0,002 \text{ ‰/h}$ bei unterschiedlichem Betonalter bei Belastungsbeginn

Bei den Versuchen mit den Dehngeschwindigkeiten $\dot{\epsilon}_z = 0,2$ bzw. 20 ‰/h sind die Kurven parabolisch geformt. Mit zunehmendem Betonalter wird die Spannungs-Dehnungslinie gestreckter, wobei aber immer noch ein deutlicher Unterschied zur Geraden bleibt. Die σ_z - ϵ_z -Linien für die höhere (Abb. 7.18) und mittlere (Abb. 7.17) Dehngeschwindigkeit ähneln dabei einander sehr, während die σ_z - ϵ_z -Linien mit der sehr kleinen (Abb. 7.16) Dehngeschwindigkeit eine deutlich gestrecktere

Form mit einer wesentlich größeren Bruchdehnung, gerade im jungen Betonalter aufweisen.

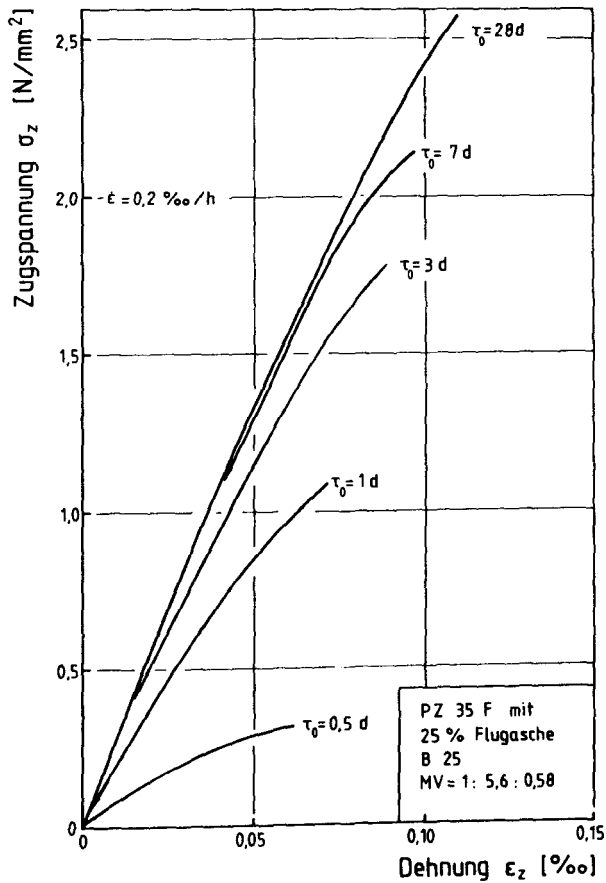


Abb. 7.17: Spannungsdehnungslinien der zentrischen Zugversuche Z mit $\dot{\epsilon} = 0,2 \text{ ‰/h}$ bei unterschiedlichem Betonalter bei Belastungsbeginn

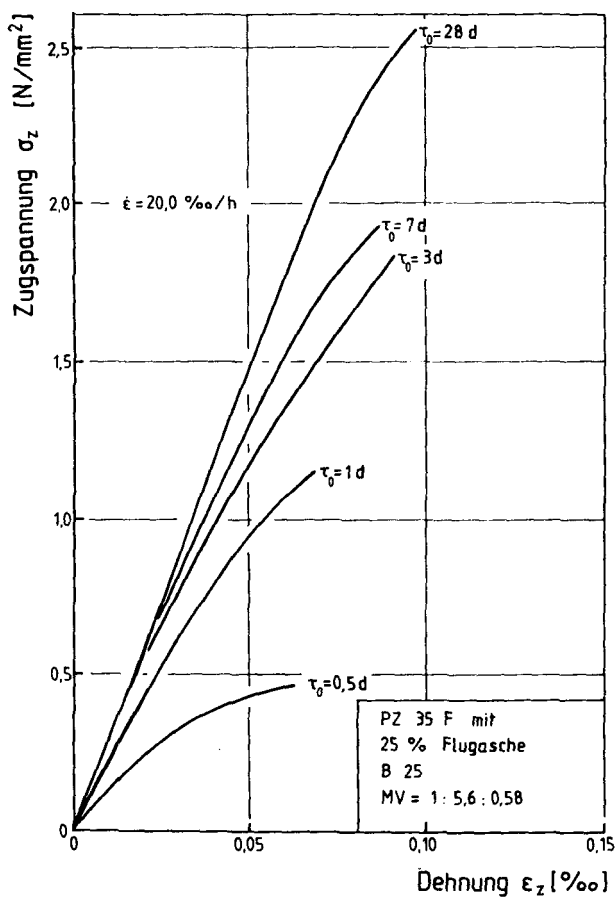


Abb. 7.18: Spannungsdehnungslinien der zentrischen Zugversuche Z mit $\dot{\epsilon} = 20,0 \text{ ‰/h}$ bei unterschiedlichem Betonalter bei Belastungsbeginn

Das ist sicherlich in dem fortschreitenden Betonalter während der Belastung begründet. Die langsamen Versuche dauerten zwischen 50 und 70 Stunden, während die schnellen Versuche etwa 11 bis 18 Sekunden bis zum Bruch benötigten. Der Einfluß der Dehngeschwindigkeit auf die σ_z - ϵ_z -Linien bei unterschiedlichem Betonalter τ ist in den Abb. 7.18 und 7.19 dargestellt. Im Betonalter $\tau = 0,5 \text{ d}$ (Abb. 7.18) haben die σ_z - ϵ_z -

Linien für $\dot{\epsilon}_Z = 0,2$ bzw. $20,0 \text{ } \text{‰}/\text{h}$ eine ähnliche, parabolisch gekrümmte Form, während die σ_Z - ϵ_Z -Linie bei $\dot{\epsilon}_Z = 0,002 \text{ } \text{‰}/\text{h}$ fast eine Gerade bildet, die eine Anfangssteigung ähnlich der schnelleren Versuche hat, aber dann mit zunehmender Spannung deutlich gestreckter ist. Zugfestigkeit und Bruchdehnung erreichen dabei mehr als den doppelten Betrag der Versuche mit höheren Dehngeschwindigkeiten. Dieser Geschwindigkeitseinfluß verringert sich mit zunehmendem Betonalter und ist bei $\tau = 7 \text{ d}$ kaum noch feststellbar (siehe Abb. 7.20).

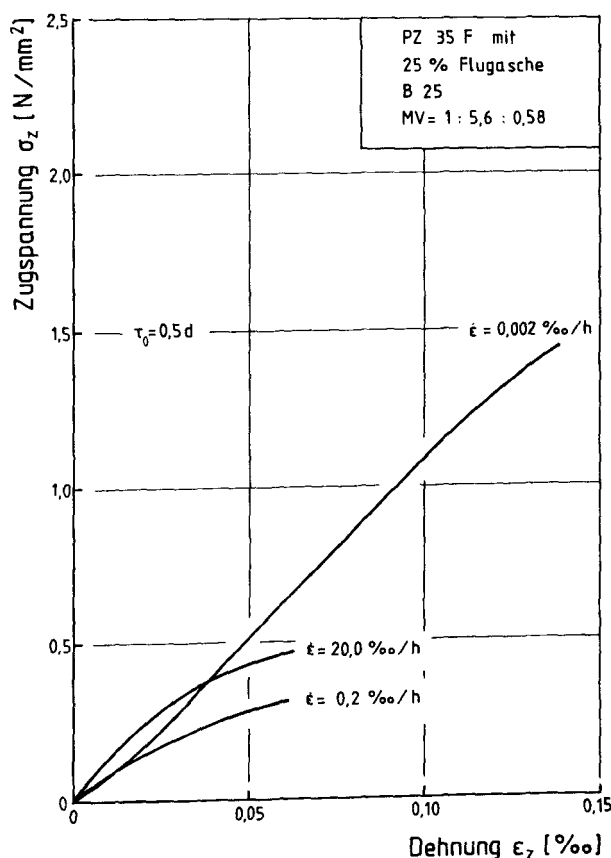


Abb. 7.19: Spannungsdehnungslinien der zentrischen Zugversuche Z im Betonalter $\tau = 0,5 \text{ d}$ bei unterschiedlicher Dehngeschwindigkeit

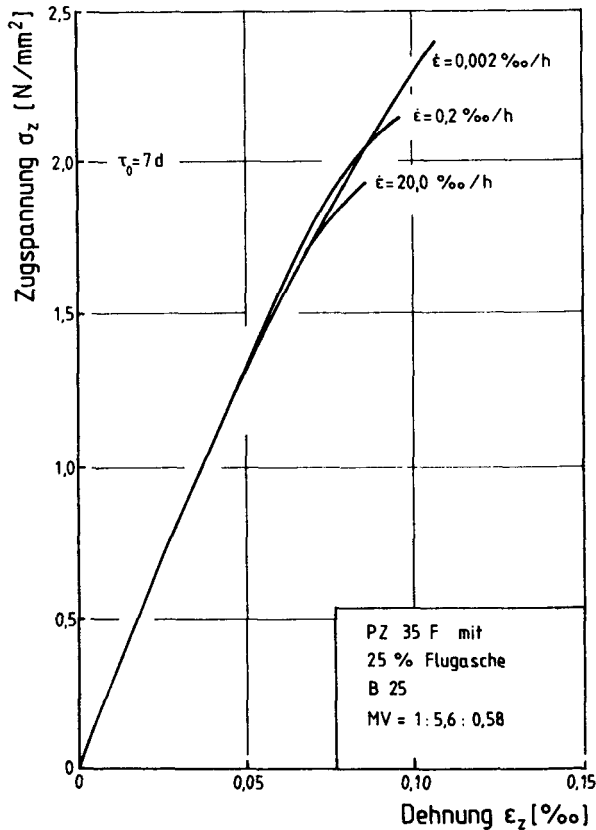


Abb. 7.20: Spannungslinien der zentrischen Zugversuche Z im Betonalter $\tau_0 = 7 \text{ d}$ bei unterschiedlicher Dehnungsgeschwindigkeit

7.3.3.3 Entwicklung der Festigkeitskennwerte

In Abb. 7.21 ist die zeitliche Entwicklung der Zugfestigkeit (gewonnen aus den σ_z - ϵ_z -Linien der Abb. 7.16 - 7.18) dargestellt. Die Festigkeit wächst bis zum Alter von etwa 24 h sehr rasch an, danach verlangsamt sich ihre Zunahme allmählich. Die Zugfestigkeitsentwicklung bei den Zugversuchen mit $\dot{\epsilon}_z = 0,002 \text{ ‰/h}$ verläuft bei sonst ähnlicher Kurvenform auf einem wesentlich höheren Niveau, was sicherlich in dem um 60 - 70 h höheren Betonalter bei Versuchsende begründet ist. Die mitt-

lere 28-Tagefestigkeit ist bei allen Dehngeschwindigkeiten ungefähr gleich: $\beta_Z \approx 2,50 \text{ N/mm}^2$.

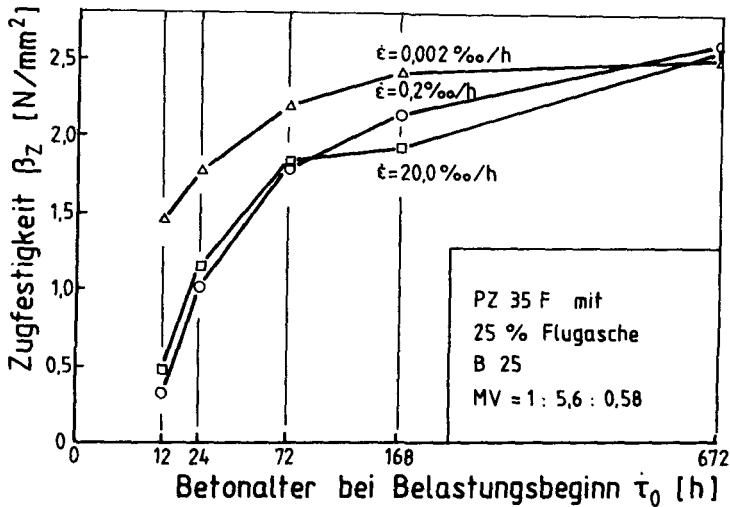


Abb. 7.21: Entwicklung der mittleren Betonzugfestigkeit β_Z in Abhängigkeit vom Betonalter τ_0 bei unterschiedlicher Dehngeschwindigkeit

7.3.3.4 Betonquerdehnungen

Während der Zugversuche wurden bei einigen Versuchskörpern neben den Längs- auch die Querdehnungen gemessen. Die Abb. 7.22 gibt die Querdehnungszahl $\mu = -\epsilon_Q/\epsilon_L$ in Abhängigkeit von der bezogenen Betonspannung wieder. Die Querdehnungszahl bleibt dabei über dem Betonalter weitgehend konstant und beträgt im Mittel $\mu = 0,11$.

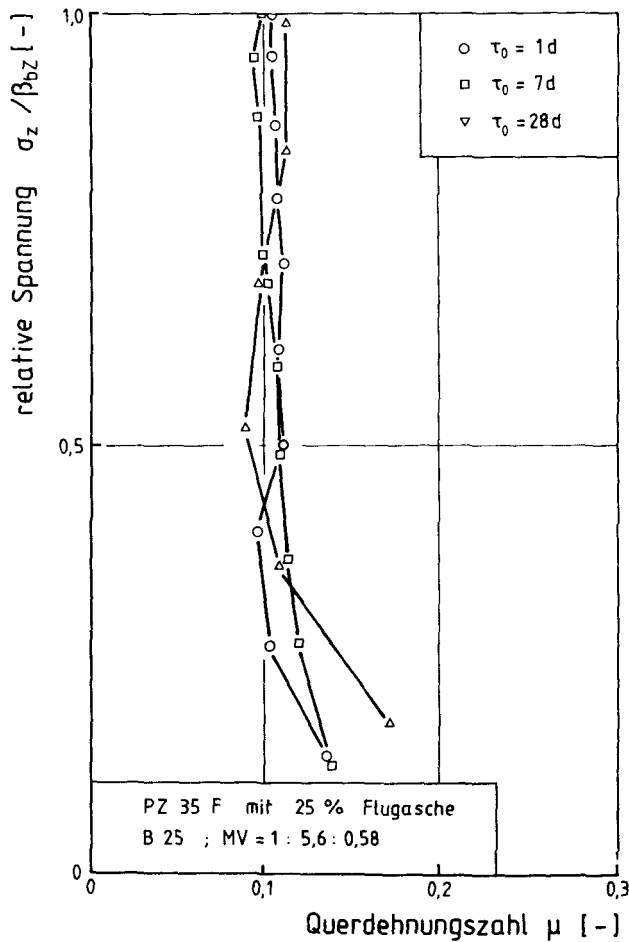


Abb. 7.22: Abhängigkeit der Querdehnungszahl μ vom Beanspruchungsgrad bei Zugbelastung und unterschiedlichem Betonalter

7.3.3.5 Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls

Der Zugelastizitätsmodul E_z wurde als mittlerer Sekantenmodul zwischen $\sigma_z = 0$ und $\sigma_z = 0,5 \beta_z$ des Belastungsastes der Spannungs-Dehnungslinie ermittelt. Abb. 7.23 enthält die Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls über dem Betonalter. Es zeigt sich deutlich, daß die größte Steifigkeitszunahme innerhalb der ersten 24 h erfolgt. Die verschiedenen

Dehngeschwindigkeiten zeigen nur geringe Unterschiede bei den Steifigkeitsentwicklungen, wobei die Versuche mit der größten Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_Z = 20,0 \text{ ‰/h}$ den größten Zug-E-Modul aufweisen.

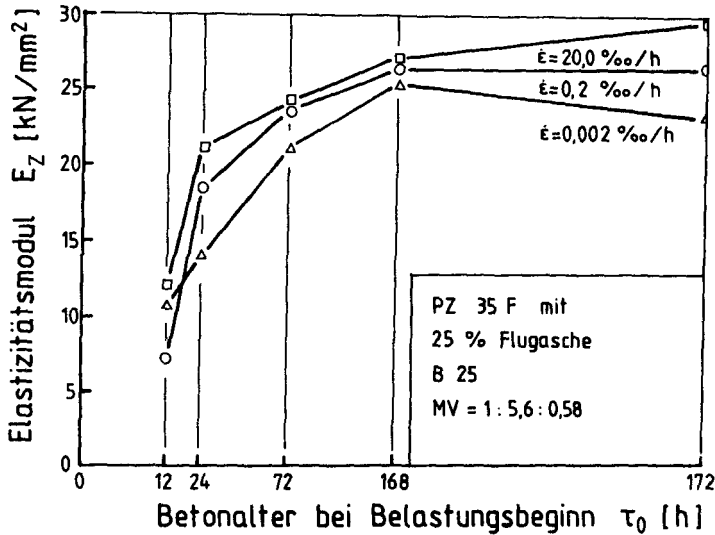


Abb. 7.23: Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls E_Z in Abhängigkeit vom Betonalter τ_0 bei unterschiedlicher Dehngeschwindigkeit

7.3.3.6 Entwicklung der Bruchdehnung

Die in den Zugversuchen erreichte Bruchdehnung ist in Abb. 7.24 in Abhängigkeit vom Betonalter aufgetragen. Sie wuchs für die mittlere und große Dehngeschwindigkeit von $\approx 0,06 \text{ ‰}$ im Betonalter 12 Stunden auf $0,1 \text{ ‰}$ im Betonalter 28 Tage an. Die langsamen Zugversuche zeigten eine wesentlich andere Bruchdehnungsentwicklung. Sie hatte im Betonalter bei Prüfbeginn von 12 h den größten Wert mit $0,14 \text{ ‰}$ und nahm stetig bis zum Betonalter 168 h auf $0,11 \text{ ‰}$ ab, um dann analog zu den schnelleren Versuchen weiter anzuwachsen.

Die Ursache der außergewöhnlich hohen Bruchdehnung bei geringer Dehngeschwindigkeit liegt sicherlich in dem wesentlich höheren Betonalter bei Versuchsende. Dieses ist besonders ausgeprägt bei frühem Belastungsbeginn. Desweiteren ist der Einfluß des Kriechens zu nennen.

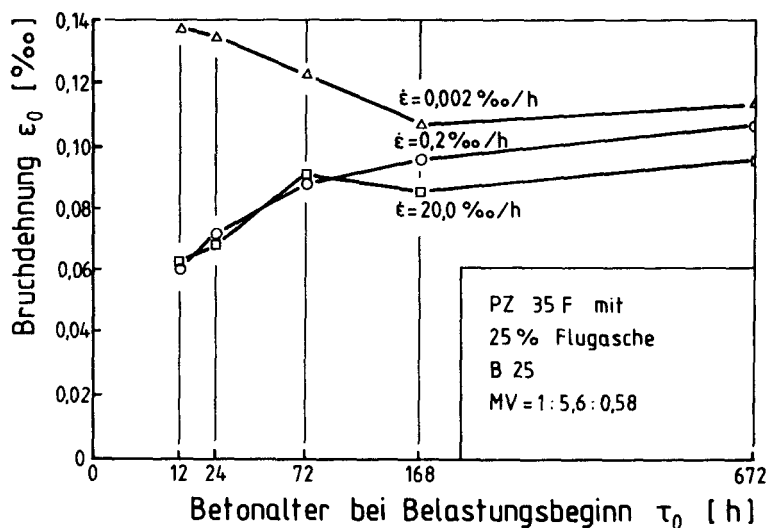


Abb. 7.24: Entwicklung der Bruchdehnung in Abhängigkeit vom Betonalter τ_0 bei unterschiedlicher Dehnungsgeschwindigkeit

7.3.4 Ergebnisse der Relaxations- und Kriechversuche ZR und ZKR

Zur Erfassung des alters- und initial spannungsabhängigen Kriech- und Relaxationsvermögens wurden Tastversuche zum Zugkriechen und umfangreichere Zugrelaxationsversuche an bauteilgerecht erhärtenden, versiegelten Versuchskörpern in der zuvor beschriebenen Versuchseinrichtung durchgeführt. Die spannungsunabhängigen Verformungen wurden dabei analog zu den Zugversuchen durch Kompensationskörper in der Regelung berücksichtigt.

7.3.4.1 Einfluß des Betonalters und des Beanspruchungsgrades auf das Relaxations- und Kriechvermögen

In den Abbildungen 7.25 und 7.26 sind die Verläufe der bezogenen Restspannungen der Zugrelaxationsversuche ZR über dem Logarithmus der Belastungszeit aufgetragen. Die Relaxationskurven zeigen im Betonalter ($\tau = 1$ d) unabhängig vom Belastungsgrad nach 100 Stunden Belastung einen annähernd gleichen Spannungsabfall auf ca. 40 % der Anfangsspan-

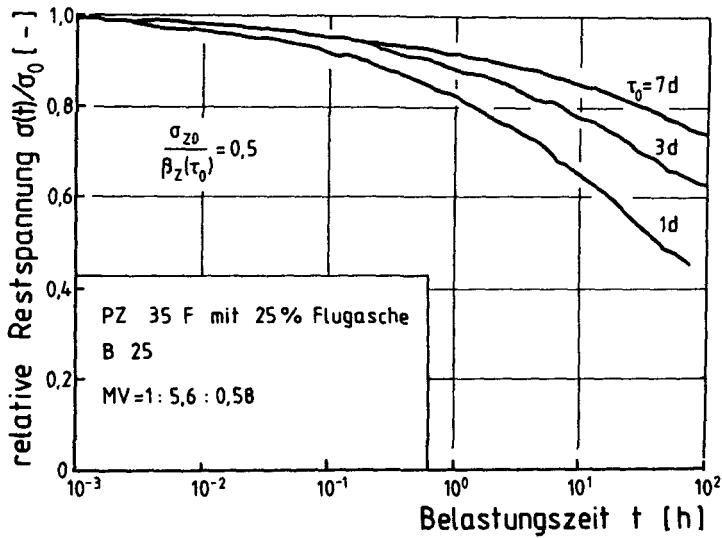


Abb. 7.25: Zugrelaxationsverhalten bei unterschiedlichem Belastungs-
alter in Abhängigkeit von der Belastungszeit

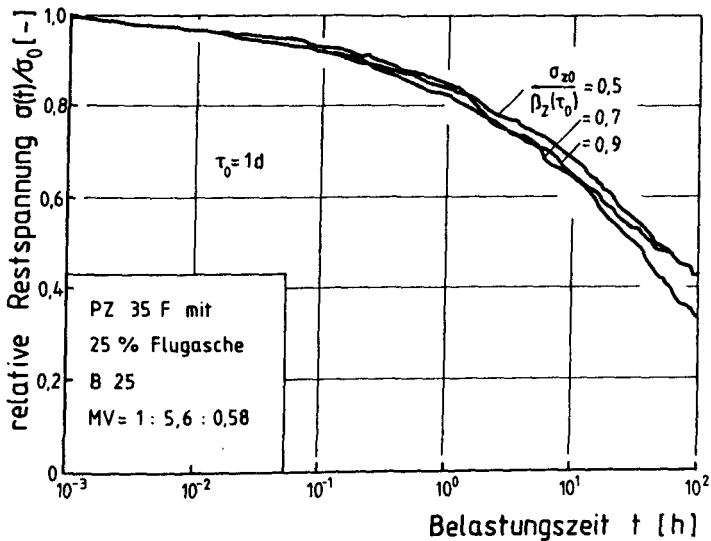


Abb. 7.26: Zugrelaxationsverhalten bei unterschiedlichem Belastungs-
grad in Abhängigkeit von der Belastungszeit

nung σ_{z0} . Im logarithmischen Zeitmaßstab ergibt sich dabei eine überproportionale Zunahme der Entspannung.

Die relative Restspannung der 3 bzw. 7 Tage alten Betone betrug nach 100 Stunden Belastungszeit ca. 65 % bzw. 73 % der Anfangsspannung. Der Einfluß des Betonalters wird in Abb. 7.25 deutlich. Es zeigt sich, daß sich das Relaxationsvermögen mit zunehmendem Betonalter weniger verringert.

Das prinzipielle phänomenologische Ergebnis eines Kriechversuchs unter konstanter Zugspannung wurde in Tastversuchen für zwei Betonalter und zwei Beanspruchungsgrade untersucht. Abb. 7.27 zeigt die Ergebnisse von derartigen Kriechversuchen bei instationärer Temperatur. Die thermische Dehnung sowie die chemischen Volumenveränderungen wurden dabei analog zu den Zugrelaxationsversuchen durch den unbelasteten Versuchskörper korrigiert. Mit zunehmendem Betonalter und zunehmender Belastungszeit verringert sich die Kriechgeschwindigkeit, wobei nach Versuchsende (100 Stunden) noch deutliche Kriechdehnungszunahmen ge-

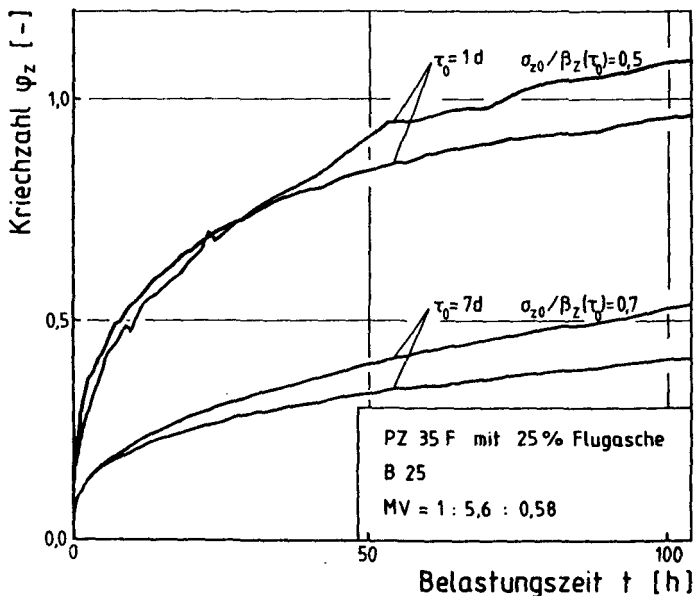


Abb. 7.27: Zugkriechverhalten bei unterschiedlichem Belastungsalter und -grad in Abhängigkeit von der Belastungszeit

messen wurden. Die Ergebnisse bei jeweils identischen Versuchsparametern in den untersuchten Betonalterstufen deuten auf geringe Versuchsstreuungen hin. Die Kriechdehnung nach 100 Stunden nahm mit zunehmendem Belastungsalter deutlich ab ($\tau_0 = 1$ d; $\varphi(t, \tau_0) \sim 1,0$ bzw. $\tau_0 = 7$ d; $\varphi(t, \tau_0) \sim 0,35$).

Zusammenfassend konnte das Betonalter als der entscheidende Parameter für die zeitliche Entwicklung und Größe der Betonrelaxation bzw. des Betonkriechens unter Zugbeanspruchung ermittelt werden.

7.3.4.2 Einfluß von Kriechen und Relaxation auf die Restzugfestigkeit

Im Anschluß an die Kriech- und Relaxationsversuche wurde die Restzugfestigkeit ermittelt. Die Spannungs-Dehnungslinien der Restzugversuche zeigen ein ähnliches Kraft-Verformungsverhalten im Kurzzeitversuch wie die entsprechenden, erstbelasteten zentrischen Zugversuche bei äquivalentem Betonalter. Die gemessenen Werte der Bruchdehnung und der Zugfestigkeit entsprechen weitgehend jenen der Proben bei Erstbelastung, liegen aber im Mittel 13 % über den Festigkeiten der Erstbelastungsversuche. Dieses Ergebnis widerspricht der weitverbreiteten Annahme, daß durch langandauernde Belastung, z.B. durch eine allmähliche Zwangbeanspruchung, eine Festigkeitsminderung zu erwarten sei.

7.3.5 Ergebnisse der Kerbzugversuche ZK

Zur Beschreibung des Einreißens der Betonrandzone infolge von Eigenspannungen ist die Kenntnis der vollständigen Zugspannungs-Verformungslinie erforderlich. Diese wurde in den Kerbzugversuchen für unterschiedliche Verformungsgeschwindigkeiten und Erhärtungsgrade bestimmt.

7.3.5.1 Verformungsverteilung im RiBquerschnitt

Die direkten Ergebnisse eines verformungsgesteuerten Zugversuches sind die Belastungen als Funktion der Verformung. Abb. 7.28 gibt im oberen Teil die Spannungsverformungskurve exemplarisch für einen Probekörper wieder. Die Spannung σ ist dabei die Kraft, bezogen auf den Kerbquerschnitt. Die Verformung wird dabei als Verschiebung Δl_R angegeben, weil im Bereich des abfallenden Astes der σ - Δl_R -Linie sich eine RiB-

prozeßzone ausbildet, die keine gleichmäßige Betondehnung aufweist. Die Rißprozeßzone verformt sich weiter, während der Rest der Probe elastisch zurückfedert.

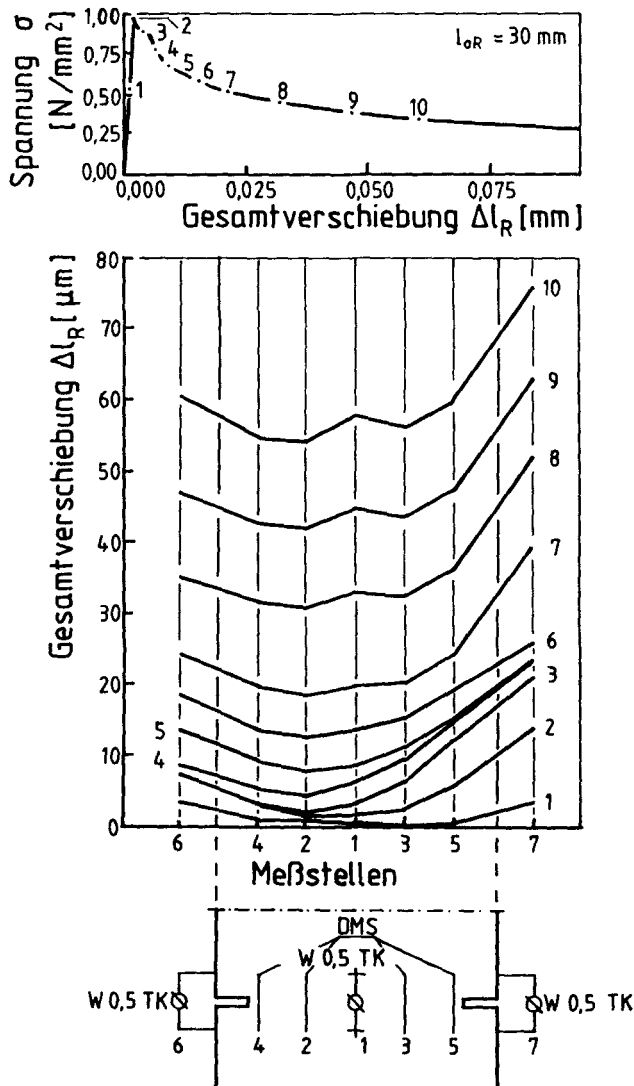


Abb. 7.28: Exemplarische Entwicklung der Verschiebung im Kerbquerschnitt

Der mittlere Teil von Abb. 7.28 gibt einen Eindruck von der Verformungsverteilung über die Breite der Probe wieder. Jeder Meßpunkt ist dabei der Mittelwert aus der Messung an der Vorder- und Rückseite der Probe.

Der Prozeß der Ausbildung des Trennrisses läßt sich recht gut veranschaulichen. Dieser kann offensichtlich in vier Phasen unterteilt werden:

Phase 1 wird durch das Spannungsmaximum (Meßpunkt 2) begrenzt. Die Verformungen sind während dieses Abschnitts recht gleichmäßig über den Querschnitt verteilt.

Während der Phase 2 nehmen die Verformungen von der rechten Versuchskörperseite her stark zu, während sie auf der anderen quasi stagnieren. Es kommt also zu Biegeeffekten, wobei allerdings an keiner Stelle Druckspannungen auftreten. Die Grenze dieses Bereichs wird durch Meßlinie 3 im Verschiebungsverteilungsbild begrenzt. Diese Grenze ist im Spannungsverschiebungsbild durch einen ausgeprägten Knick gekennzeichnet.

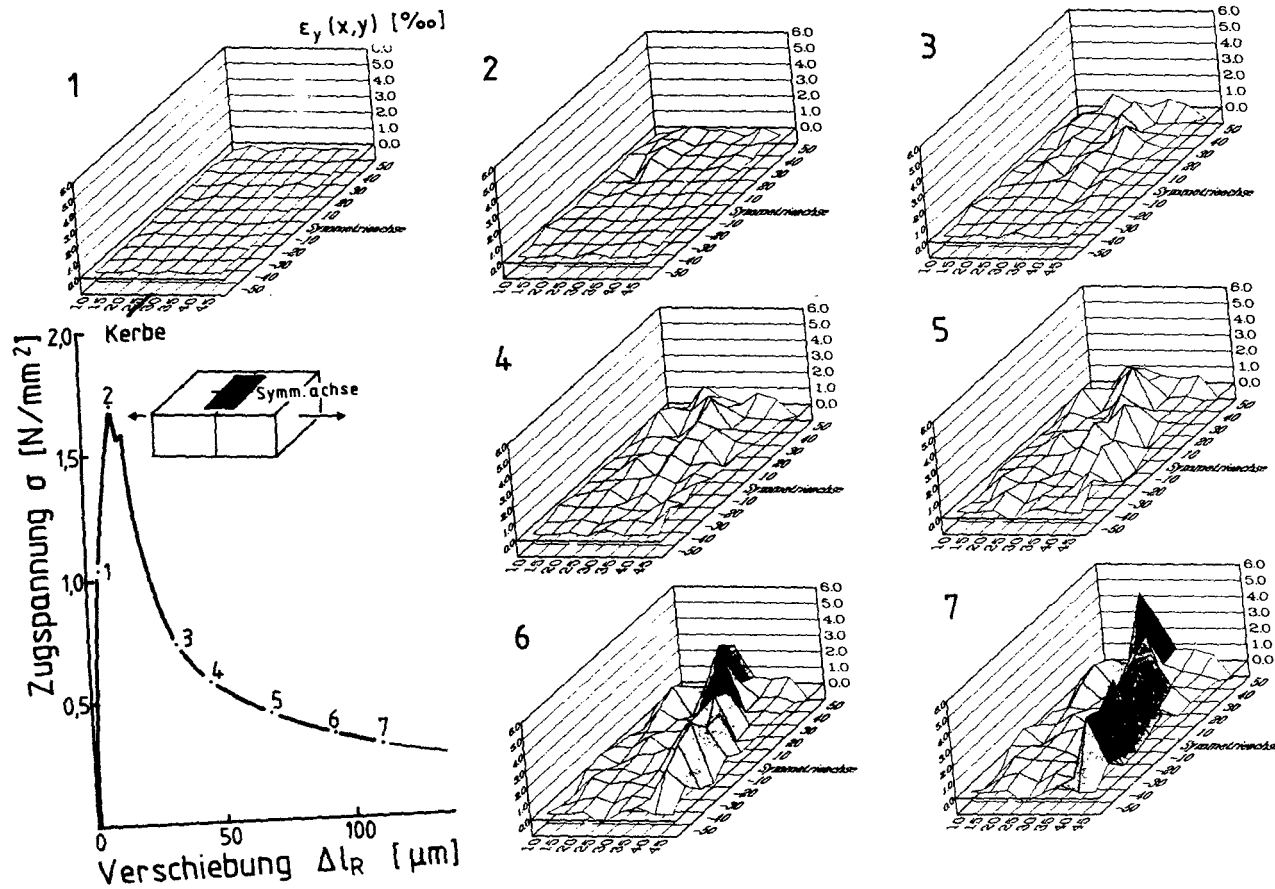
Während der Phase 3 wächst die Verformung an der linken Versuchskörperseite, während sie rechts stagniert. Die in Phase 2 zu beobachtende Rotation gegen den Widerstand der Zwangsparallelführung in der UPM reduziert sich. Die Phase wird im Meßpunkt 5 relativ undeutlich begrenzt. Diese Grenze kann wohl am besten mit dem Begriff "Durchriß" bezeichnet werden.

In der Phase 4 nimmt die Verformung an allen Meßstellen parallel zu, es findet also nur noch eine Translation der Rißufer statt. Ähnliche Verformungsverteilungen ließen sich bei vielen Versuchen beobachten.

7.3.5.2 Messung der Ganzfeldverformung im Rißquerschnitt mit der Laser-Speckle-Photographie und dem ESPI-Verfahren

Eine Möglichkeit der Auswertung mit Hilfe des unter Abschnitt 7.2.5.1 beschriebenen Laser-Speckle-Photographie-Verfahrens ist in Abb. 7.29 dargestellt. Die Laststufenbilder enthalten jeweils die Längsdehnungsverteilung in der dunkel markierten Versuchskörperoberfläche. Die quasi-dreidimensionalen Plotterskizzen enthalten in der Grundfläche

Abb. 7.29: Entwicklung der Oberflächenlängsdehnung /121/



das Meßraster in Millimetern und in der vertikalen Achse die Gesamtdehnungen bis zu der im Spannungs-Verschiebungsbild markierten Verformungsstufe.

Auffällig ist die relativ gleichmäßige Dehnungsverteilung bis zum Spannungsmaximum (LST 2), während sich ab LST 3 eine stark konzentrierte Dehnungslinie mit den größeren Dehnungen im hinteren Bereich ausmachen läßt. Es scheint also ein einseitiger Einriß erfolgt zu sein. Im weiteren Versuchsablauf vergrößert sich die Dehnung in der zuvor bezeichneten Linie extrem. Die Dehnung in den anderen Bereichen bleibt etwa gleich oder vergrößert sich noch geringfügig.

Bei der Bewertung der Messungen mit diesem Verfahren ist zu berücksichtigen, daß die Genauigkeit der optischen Dehnungsmessungen nicht bekannt ist und sicherlich mit größeren Streuungen gerechnet werden muß, da die Messungen im Grenzbereich der mit diesem System auflösbaren Verformungen ($7\text{ }\mu\text{m}$) durchgeführt wurden. Aus diesem Grund konnten auch in dem wichtigen Bereich zwischen LST 2 und LST 3 keine weiteren Meßzyklen eingelegt werden.

Das ESPI-Verfahren bietet durch Online-Fähigkeit und höhere Auflösung $\geq 0,4\text{ }\mu\text{m}$ größere Flexibilität in der Bildfolge.

In Abb. 7.30 mit den Streifenbildern 1 - 16 sind die verschiedenen Phasen der Mikrorißbildung, Rißentwicklung und Rißöffnung dargestellt. Die Bilder enthalten jeweils die Verformungsdifferenz zwischen benachbarten Aufnahmepunkten (Beanspruchungszustände) in Richtung des Empfindlichkeitsvektors.

In den Bildern 1 - 4 sind in den relativ gleichmäßig verteilten Streifenstrukturen Unstetigkeitsstellen sichtbar, die als Mikrorißbildung gedeutet werden können. In Bild 4 beginnt eine einseitige Verformungszunahme, die das Einreißen des Kerbquerschnitts ankündigt. Die Bilder 4 - 9 zeigen das kontinuierliche einseitige Ausbiegen des Versuchskörpers in Beobachtungsrichtung, das als Rißentwicklung auf der vom Betrachter abgewandten Seite zu interpretieren ist. In Bild 9 beginnt die Rißöffnung auf der Betrachtungsseite. Sie wird in den konzentrierten Streifenverdichtungen in der Beobachtungsfläche sichtbar, die sich unterschiedlich über die Versuchskörperbreite verlagern. In den Bildern 15 und 16 verschieben sich die Bereiche oberhalb und unterhalb

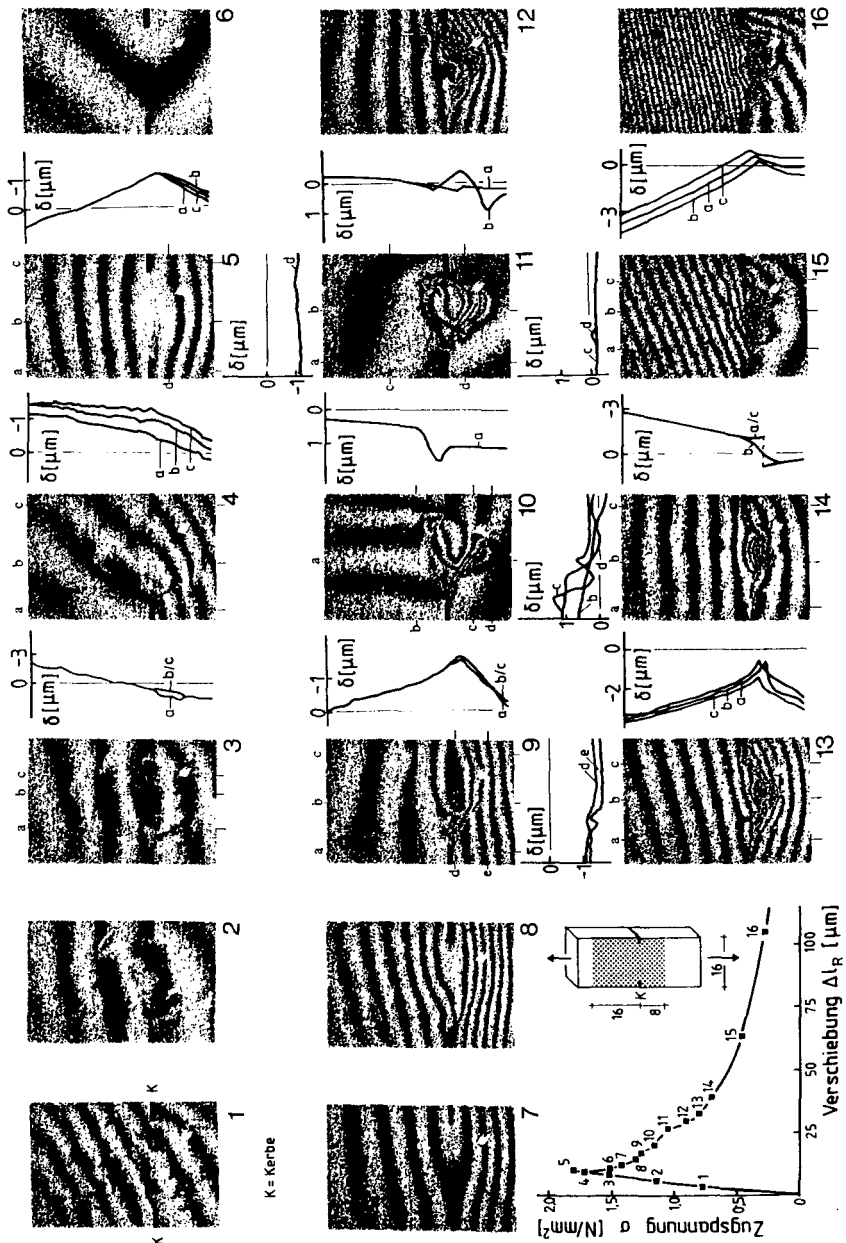


Abb. 7.30: Entwicklung der Oberflächenverformungsverteilung, out-of-plane //114/

des Kerbquerschnitts unterschiedlich stark, was mit dem vollständigen Makroriß erklärt werden kann.

In den Bildern 9 - 16 läßt sich aus dem konzentrierten Streifenbereich (entspricht großer Dehnung) in etwa das Ausmaß der Rißprozeßzone überschläglich zu $2,5 - 3,0 \cdot d_{kmax}$ (Größtkorndurchmesser) ermitteln.

Einige ausgewählte Schnittlinien unter und neben den Streifenbildern enthalten Auszüge der Bildauswertung mit absoluten Verschiebungsgrößen δ in Beobachtungsrichtung. Sie unterstützen die zuvor dargestellten qualitativen Aussagen.

7.3.5.3 Zusammenhang zwischen Verformung und übertragbarer Zugspannung

Es kann grundsätzlich angenommen werden, daß die Mittelwerte aus allen in der Prozeßzone gewonnenen Meßwerten das Verformungsverhalten des Betons am genauesten repräsentieren.

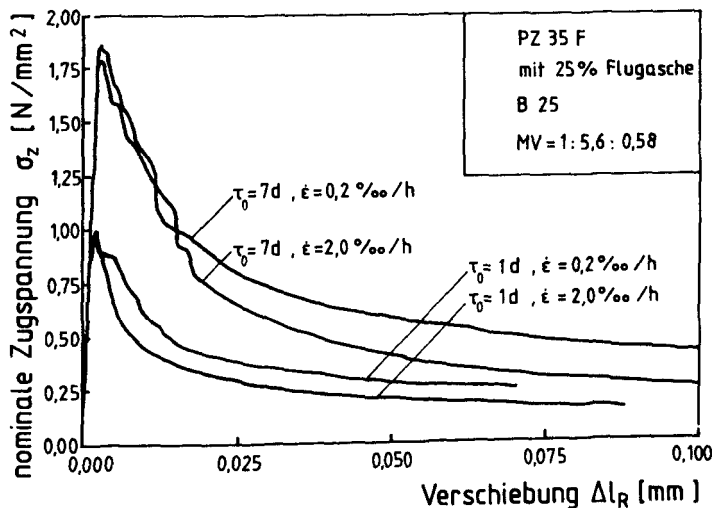


Abb. 7.31: Zusammenhang zwischen übertragbarer Zugspannung und Gesamtverschiebung

In der Abb. 7.31 ist die nominelle Zugspannung im Kerbquerschnitt (F/A_K) über der Gesamtverschiebung für alle Versuchsparameter aufge-

tragen. Die Spannungsverschiebungslinien lassen für den Bereich bis zum Erreichen der Höchstlast keinen gravierenden Unterschied in Kurvenform und Steigung erkennen. Das Zugspannungsmaximum liegt bei den 24 h-Versuchen entsprechend den Mischungsstreuungen zwischen 0,8 und 1,0 N/mm², während es bei den 7 Tage alten Betonen zwischen 1,5 und 1,9 N/mm² schwankt. Der abfallende Ast verläuft zunächst mehr oder weniger steil abfallend in einer teilweise unstetigen Form, wobei der Zugspannungsabfall mit zunehmender Verschiebung geringer wird. Die Kurvenform geht nach den Unstetigkeitsstellen in eine gleichmäßig abnehmende Krümmung über. Die übertragbare Zugspannung betrug bei Versuchsende ($d = 100 \mu\text{m}$) zwischen 0,15 und 0,4 N/mm², wobei nur noch eine sehr geringe Spannungsabnahme je Verschiebungseinheit zu verzeichnen ist.

7.3.5.4 Einfluß der Dehngeschwindigkeit und des Betonalters auf das Verformungsverhalten

Aus der Gegenüberstellung der Versuchsergebnisse mit unterschiedlicher Dehngeschwindigkeit Abb. 7.32 und Abb. 7.33 läßt sich zunächst ein

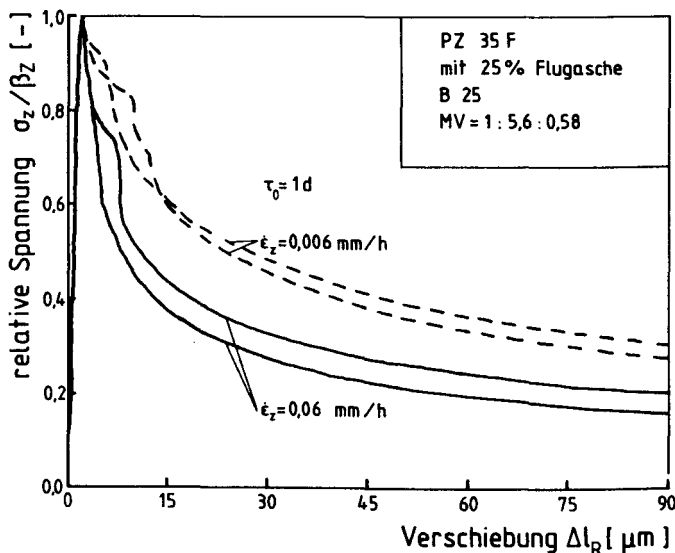


Abb. 7.32: Einfluß der Dehngeschwindigkeit auf das Verformungsverhalten im Betonalter von 1 Tag

deutlicher Unterschied bei den ein Tag alten Betonen feststellen. Der Spannungsabfall ist bei gleicher Verschiebung bei den Versuchen mit $\dot{\epsilon}_Z = 0,006 \text{ mm/h}$ wesentlich geringer als bei den Versuchen mit $\dot{\epsilon}_Z = 0,06 \text{ mm/h}$. Für die Versuche der Gruppe im Alter von 7 Tagen ist der Einfluß der Dehngeschwindigkeit nur noch schwach ausgeprägt. Wenn man das während des Versuchs zunehmende Betonalter in Betracht zieht, so muß die obige Aussage relativiert werden. Das Betonalter bei Versuchsende der Z2K2-Betone betrug bei den langsamen Versuchen rd. 40 h und war damit um 60 % größer als das der Gruppe Z2K3 mit 25,6 h.

Die Abb. 7.34 und 7.35 zeigen die Altersabhängigkeit der Spannungsverschiebungslinien der Kerbzugversuche. Bei den Versuchen mit $\dot{\epsilon}_Z = 0,06 \text{ mm/h}$ ist zunächst ein deutlich größerer Spannungsabfall bei den 24 h alten Betonen festzustellen, der sich aber bei Versuchsende in einen geringen Spannungszuwachs umkehrt. Bei den Versuchen mit $\dot{\epsilon}_Z = 0,006 \text{ mm/h}$ ist lediglich bei Versuchsende eine etwas größere relative Spannung bei sonst ähnlichem Verformungsverhalten festzustellen.

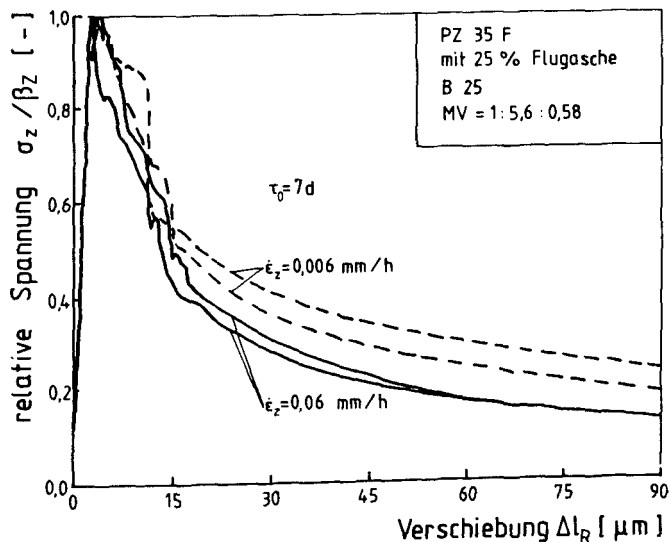


Abb. 7.33: Einfluß der Dehngeschwindigkeit auf das Verformungsverhalten im Betonalter von 7 Tagen

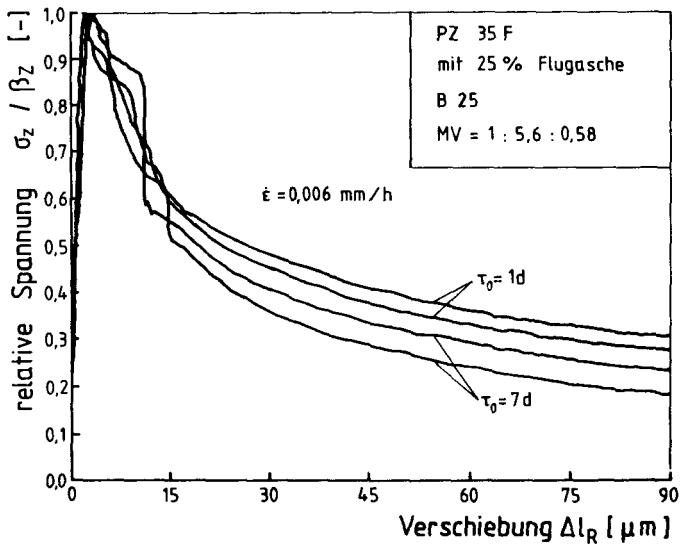


Abb. 7.34: Einfluß des Betonalters auf das Verformungsverhalten
 $\dot{\epsilon} = 0,006 \text{ mm/h}$

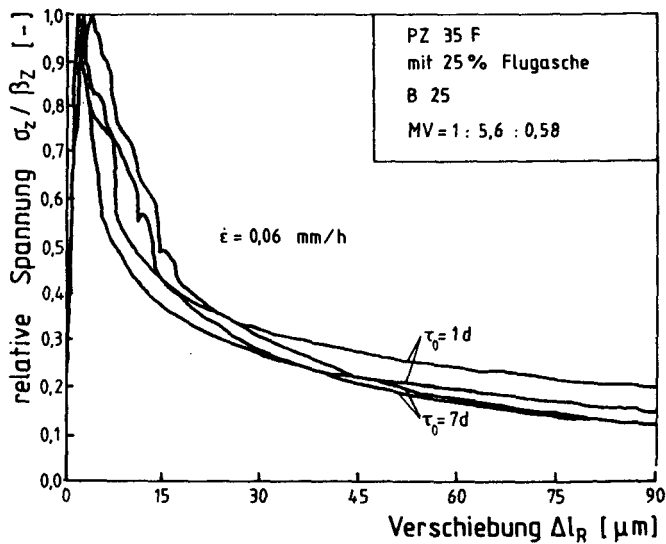


Abb. 7.35: Einfluß des Betonalters auf das Verformungsverhalten
 $\dot{\epsilon} = 0,06 \text{ mm/h}$

7.3.6 Ergebnisse der Eigenspannungsversuche EW

Die zeit- und ortsvariante Änderung der Betontemperatur wird in den EW-Versuchen einerseits durch die Hydratationswärmeentwicklung des Betons, andererseits durch die gezielte Abkühlung an den Schmalseiten der Versuchskörper hervorgerufen.

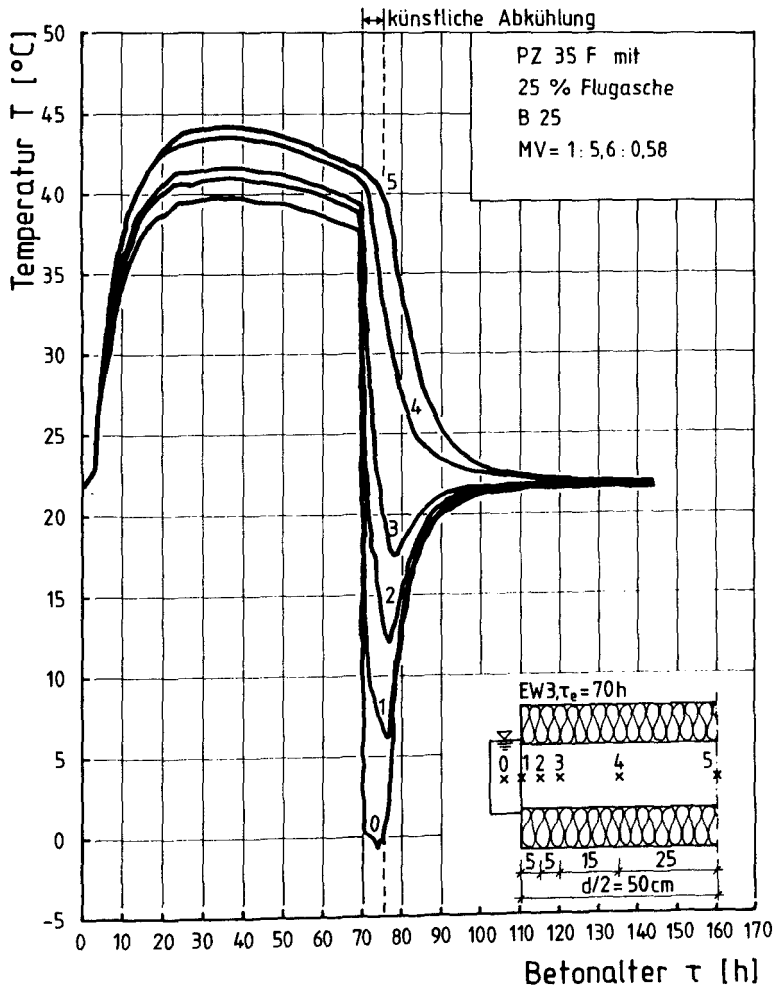


Abb. 7.36: Temperaturverlauf im Versuchskörper EW 3

7.3.6.1 Temperaturverteilung

Der zeitliche Temperaturverlauf an verschiedenen Stellen ist beispielhaft für den Versuchskörper EW 3 in Abb. 7.36 über dem Betonalter aufgetragen. Die Wärmeentwicklung aus Hydratation und die Abkühlung durch die Schalung bis zum Betonalter von ca. 3 Tagen ist deutlich ersichtlich. Die Betontemperaturen steigen von der Frischbetontemperatur von

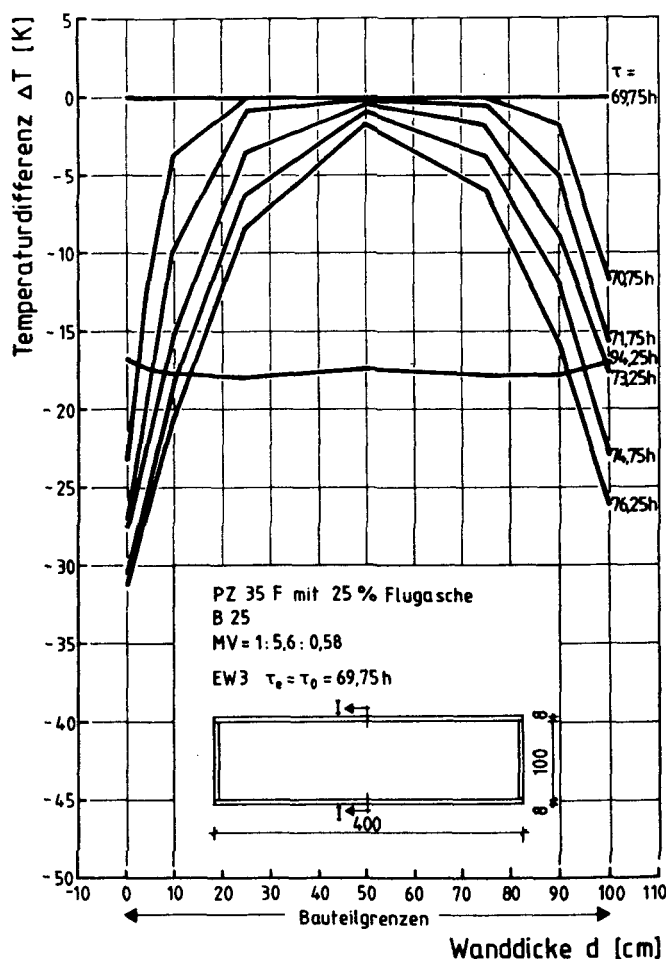


Abb. 7.37: Temperaturverteilung im Versuchskörper EW 3,
Querschnitt I - I

ca. 22 °C auf die Maximaltemperatur im Kern von 44,5 °C im Alter 35 h an und fallen dann allmählich auf 41,5 °C im Alter von 70 Stunden ab. Die Temperaturdifferenz zwischen Kern und Rand beträgt dabei maximal 5 K. Im Betonalter $\tau = 70$ h wird von den Versuchskörperstirnseiten durch Flüssigkeitskühlung ($\tau_{Fl} = 0$ °C) eine künstliche, plötzliche Abkühlung des Versuchskörpers hervorgerufen, so daß Temperaturdifferenzen von maximal 35 K im Versuchskörperquerschnitt auftreten. Die Kühlung wird nach rd. 6 h abgeschaltet. Es kommt zu einem allmählichen Temperatúrausgleich zwischen Kern und Rand im Betonalter von ca. 120 h bei 22 °C. Die Temperaturverteilung im Versuchskörper geht von einem geringen Temperaturabfall zum Körperrand im Betonalter 69,75 h, also unmittelbar vor der künstlichen Flüssigkeitsabkühlung aus. Das Temperaturprofil ändert sich zügig mit dem Einsetzen der Randkühlung, so daß nach 6 h Kühlzeit ($\tau = 76,25$ h) die maximale Gradienten erreicht wird, wobei es im Kern schon zu einer Abkühlung um 3 °C auf 39 °C gekommen ist. Die Temperaturverteilung im Betonalter $\tau = 94,25$ h zeigt eine fast ausgeglichene Temperatur im Betonquerschnitt zwischen 21 und 23,5 °C, die sich dann bis zum Versuchsende bei $\tau = 168$ h nicht wesentlich ändert. In Abb. 7.37 sind exemplarisch die Temperaturdifferenzen auf die Ausgangstemperatur bei $\tau_e = 69,75$ h bezogen, dargestellt.

7.3.6.2 Betondehnungen

Die Betondehnungen wurden mit gekapselten Dehnmeßstreifen in zwei

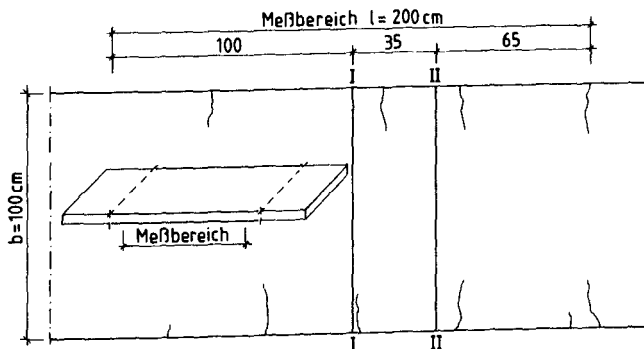


Abb. 7.38: Lage der Meßquerschnitte zum Eigenspannungsrißbild und zum Versuchskörper

Schnitten (s. Abb. 7.38) an jeweils drei Meßpunkten gemessen. Die temperaturabhängigen Dehnungen wurden durch vertikal angeordnete Dehnmeßstreifen gleicher Art analog kompensiert. Die Abb. 7.39 und 7.40 zeigen den typischen Verlauf der Betondehnungen infolge von Eigenspannungen während der Abkühlphase in den in Abb. 7.38 eingezeichneten Schnitten. Die Dehnungen steigen dabei im Mittel bis etwa 6 h (Ende der Abkühlphase) an und fallen dann allmählich auf Null oder schlagen sogar geringfügig in die entgegengesetzte Verformungsrichtung durch.

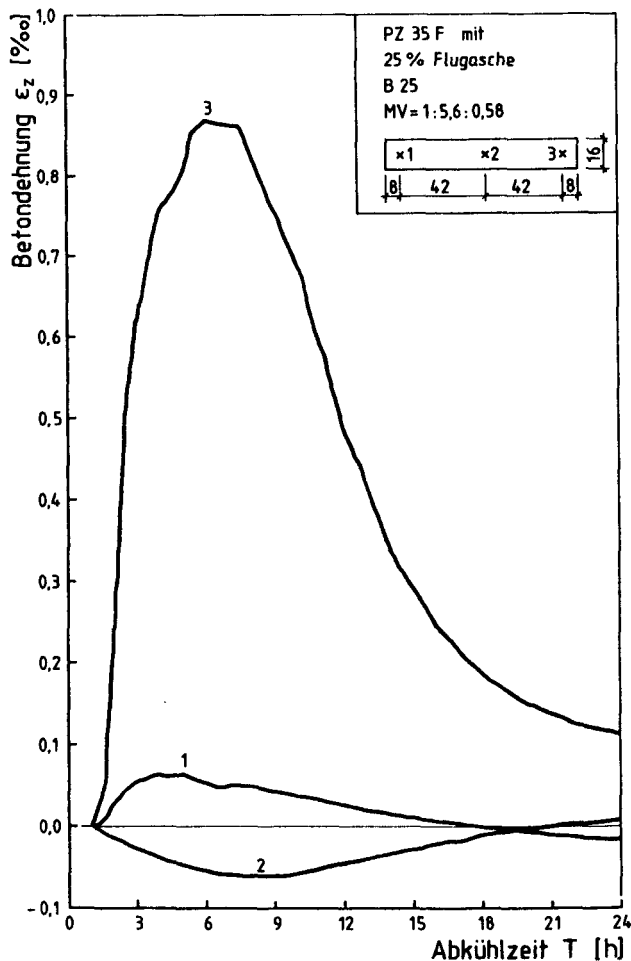


Abb. 7.39: Mittlerer Betondehnungsverlauf in der Abkühlphase im Schnitt I - I

Der Wechsel der Dehnungsrichtung, also Zug im Kern- und Druck im Randbereich, läßt sich durch irreversible plastische Verformungen während der Erhärtungsphase erklären. Die Rückverformung im Kern ist ebenfalls größer als die auf den Kühlbeginn bezogene Nulldehnung; sie verbleibt dann als Zugdehnung mit rd. $0,02 \text{ ‰}$ bis zum Versuchsende konstant. Das Maximum der Zugdehnungen (Meßpunkt 1 bzw. 4 und 6) liegt dabei unterhalb der Bruchdehnung mit $\varepsilon_z(t) = 0,09 \text{ ‰}$ während es im Ribbereich (Meßpunkt 3) durchaus auf $0,9 \text{ ‰}$ anwächst. Im gerissenen Bereich bleibt auch nach vollständigem Temperatúrausgleich eine Restverformung von ca. $0,1 \text{ ‰}$ zurück. Diese Restverformung läßt sich durch Lockerungen in den Ribflanken erklären. Das Maximum der Stauchungen mit $\varepsilon_d(t) = 0,07 \text{ ‰}$ stellt sich um ca. 3 Stunden verzögert nach dem Zugdehnungsmaximum ein.

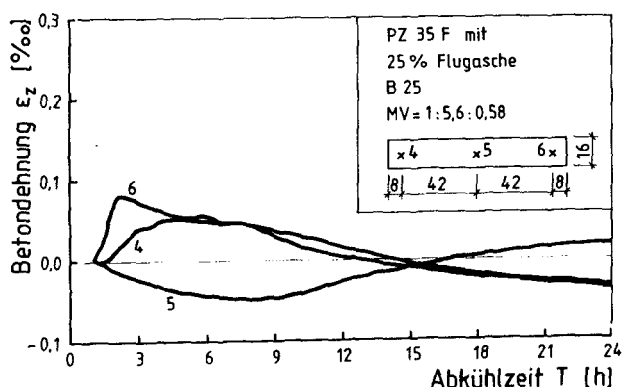


Abb. 7.40: Mittlerer Betondehnungsverlauf in der Abkühlphase im Schnitt II - II

7.3.6.3 Ribbildung

Für das Auffinden der bei Abkühlung auftretenden Eigenspannungsrisse und für das Verfolgen des Ribverlaufs wurden Messungen mit optischen Makroobjektiven durchgeführt. Wegen der sehr begrenzten Versuchszeit, der zwingend erforderlichen Lagerung der Versuchskörper in der wärme-gedämmten Schalung während des Versuchs schieden jegliche Oberflächenbehandlungen und das Kleben von Setzdehnungsmeßpunkten aus.

Die Ergebnisse der optischen Rißmessungen während der Abkühlung sind in Abb. 7.38 beispielhaft für die Oberseite des Versuchskörpers EW 3 wiedergegeben. Die Risse wurden in dem Zeitraum 3,0 - 5,0 h nach Abkühlbeginn mit der Rißlupe vermessen, wobei die kritische, noch identifizierbare Rißbreite bei 1/100 mm lag. Die Untersuchung der Rißtiefe wurde durch die erhebliche Verringerung der Rißbreite zur Rißspitze hin erschwert und kann nicht genau wiedergegeben werden.

Die Risse waren relativ gleichmäßig über die Meßlänge verteilt mit einem mittleren Abstand von $a_{rm} = 43,8$ cm, einer mittleren Einrißtiefe von $r_m = 15,5$ cm und einer mittleren Breite von $w_m = 0,036$ mm.

Das Rißbild änderte sich durch die anschließende zentrische Zugbelastung bis zum Zugbruch des Versuchskörpers im Alter von 7 Tagen. Es ist in Bild 7.41 für die gesamte Versuchskörperoberfläche von EW 3 wiedergegeben. Die o.g. Mittelwerte veränderten sich durch die Zugbe-

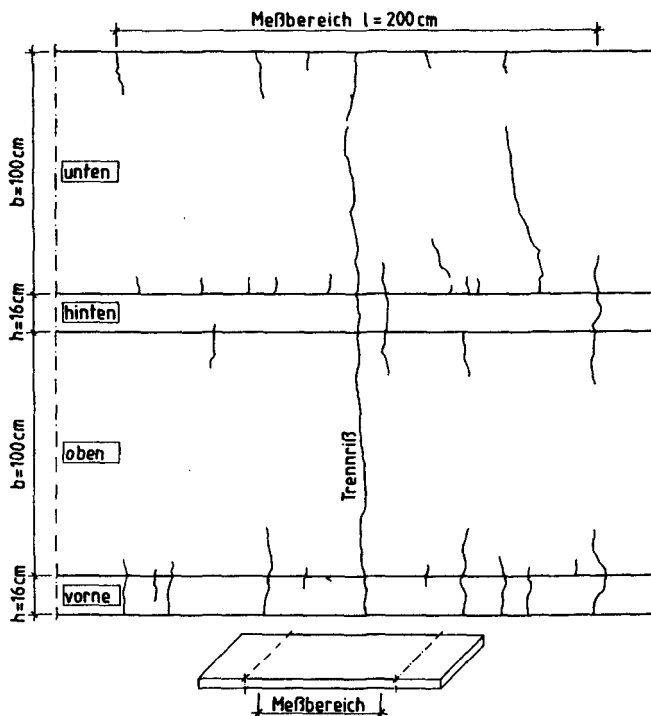


Abb. 7.41: Rißbild des Versuchskörpers EW 3 infolge Abkühlung und anschließendem zentrischen Zugversuch

Versuchs- körper	Meß- ort zeit		Einrißtiefe r [cm]		Rißbreite w [cm]		Rißabstand a _r [cm]	
			max.	mittel	max.	mittel	max.	mittel
EW1	oben	Abkühl.	30	19,1	0,06	0,034	71	35,8
	oben	VE*	30	14,7	0,02	0,004	37	17,6
	unten	VE*	36	14,1	0,02	0,003	36	18,5
	vorne	VE*	-	-	-	-	32	18,7
	hinten	VE*	-	-	-	-	34	20,3
	gesamt	VE*	36	14,4	0,02	0,0035	37	18,8
EW2	oben	Abkühl.	19	10,1	0,08	0,02	64	44,7
	oben	VE*	19	10,1	0,02	0,001	64	44,7
	unten	VE*	28	14,9	0,02	0,001	43	22,3
	vorne	VE*	-	-	-	-	39	20,2
	hinten	VE*	-	-	-	-	51	32,7
	gesamt	VE*	28	12,5	0,02	0,001	64	30,0
EW3	oben	Abkühl.	21	15,5	0,06	0,036	71	43,8
	oben	VE*	21	11,6	0,04	0,009	60	24,6
	unten	VE*	23	9,7	0,04	0,009	58	20,5
	vorne	VE*	-	-	-	-	47	24,5
	hinten	VE*	-	-	-	-	89	50,5
	gesamt	VE*	23	10,7	0,04	0,009	89	30,0
EW4	oben	Abkühl.	16	11,3	0,05	0,031	70	48,7
	oben	VE*	16	6,2	0,05	0,031	24	9,4
	unten	VE*	17	8,7	0,05	0,031	36	20,7
	vorne	VE*	-	-	-	-	16	10,6
	hinten	VE*	-	-	-	-	24	16,9
	gesamt	VE*	17	7,5	0,05	0,031	36	14,4

* VE Versuchsende

Tab. 7.8, Teil 1: Ergebnisse der optischen Rißmessungen bei den EW-Versuchen

Versuchskörper	Meß-		Einrißtiefe		Rißbreite		Rißabstand	
	ort	zeit	r [cm] max.	mittel	w [cm] max.	mittel	a _r [cm] max.	mittel
EW5	oben	Abkühl.	6	4,6	0,04	0,017	58	31,0
	oben	VE*	20	8,7	0,12	0,07	21	7,76
	unten	VE*	21	11,0	0,12	0,07	16	9,2
	vorne	VE*	-	-	-	-	14	6,7
	hinten	VE*	-	-	-	-	15	8,2
	gesamt	VE*	21	9,9	0,12	0,07	21	8,0
EW6	oben	Abkühl.	19	10,8	0,04	0,025	56	34,0
	oben	VE*	34	8,1	0,06	0,037	15	10,9
	unten	VE*	37	10,1	0,06	0,037	19	10,8
	vorne	VE*	-	-	-	-	12	7,2
	hinten	VE*	-	-	-	-	15	8,9
	gesamt	VE*	37	9,1	0,06	0,037	19	9,5

* VE Versuchsende

Tab. 7.8, Teil 2: Ergebnisse der optischen Rißmessungen bei den EW-Versuchen

anspruchung und durch die Berücksichtigung der gesamten Versuchskörperoberfläche auf $r_m = 10,7$ cm, $w_m = 0,009$ mm und $a_{r,m} = 30,0$ cm.

Bei der Bildung der Maximal- und Mittelwerte wurden die Trennrisse und die Einrisse, die mehr als 30 % der Versuchskörperbreite erfaßten, nicht berücksichtigt. In Tabelle 7.8 sind die bei den einzelnen EW-Versuchen gemessenen Maximal- und Mittelwerte für Einrißtiefe, Rißbreite und Rißabstand zusammengestellt. Auffallend ist der beträchtliche Unterschied zwischen Mittel- und Maximalwert. Dies rührt vom Einfluß feiner und kurzer Risse auf die Mittelwertbildung her. Es wurden bei allen Versuchen mehr kurze als tiefergehende Einrisse festgestellt.

7.3.6.4 Zugbeanspruchung, Reißspannung, mutmaßliche Querschnittsreduktion und Kraft-Verformungsverhalten im Zugversuch

Die zentrische Zugbelastung der Versuchskörper erfolgte bei den Versuchen EW 1 - EW 5 nach 7 Tagen, während sie bei EW 6 kombiniert mit der Eigenspannungsbeanspruchung schon nach 1 Tag aufgebracht wurde. Tab. 7.9 zeigt in einer Zusammenstellung die Reißspannungen (Spannung bei erstem Durchriß) die rechnerische Reduktion des Querschnitts durch die Eigenspannungseinrisse, das Beanspruchungsalter, den Bewehrungsgrad sowie die Zugfestigkeit der unter Versuchskörperbedingungen gelagerten Begleitkörper. Aus rißfreien Bereichen des Versuchskörpers EW 2 wurden zu Vergleichszwecken Prismen geschnitten, deren zentrische Zug- und Spaltzugfestigkeit im Betonalter von 8 Tagen bestimmt wurde. Die dabei ermittelten Festigkeitswerte lagen mit $\beta_Z(8d) = 2,06 \text{ N/mm}^2$ und $\beta_{SZ}(8d) = 2,47 \text{ N/mm}^2$ im Streubereich der Festigkeitswerte der Begleitkörper. Die Reduktion der Reißspannung im Vergleich zur zentrischen Betonzugfestigkeit nimmt tendenziell mit dem Betonalter bei Eigenspannungsaufbringung ab, wobei sich der bewehrte Versuchskörper EW 5 und der mit gleichzeitigem zentrischen Zug beanspruchte Körper EW 6 deutlich unterschiedlich verhalten. Eine Korrelation der Reduktion mit den Einrißtiefen kann nicht eindeutig festgestellt werden.

Versuchs- bezeich- nung	Zentr.Zug- festigkeit $\beta_Z(t)$ [N/mm ²]	Reiß- spannungen $\sigma_{Z,Vers}$ [N/mm ²]	Reduk- tion [%]	Bean- spruchungs- alter		Bewehrungs- grad μ [%]
				τ_E [d]	τ_Z [d]	
EW1	1,74	0,748	57	0,5	7,0	-
EW2	1,91	0,898	53	1,0	7,0	-
EW3	1,70	1,34	21	3,0	7,0	-
EW4	1,68	1,60	5	6,0	7,0	-
EW5	1,70	1,50	12	1,0	7,0	2 \varnothing 12 0,283
EW6	1,18	0,353	70	1,0	1,0	-

Tab. 7.9: Reißspannung und Querschnittreduktion bei den EW-Versuchen

In Abb. 7.42 ist exemplarisch die σ - ϵ -Linie des Versuchskörpers EW 3 im Zugversuch aufgetragen. Die Betonspannung wurde dabei mit dem Mittel der Kräfte der vier Kraftmeßdosen und mit dem ungerissenen Betonquerschnitt berechnet. Die Dehnungen wurden mit einbetonierten Dehnmeßstreifen (Meßbasis 60) ermittelt.

Die Spannungs-Dehnungslinien zeigen einen gestreckten, leicht gekrümmten Verlauf ähnlich jenem der zentrischen Zugversuche. Die Dehnungs-

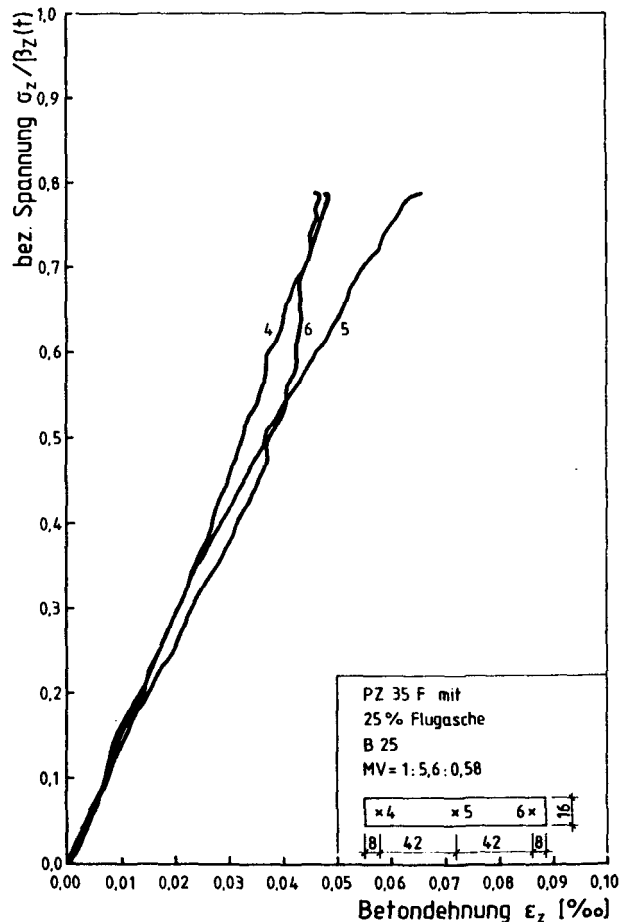


Abb. 7.42: Spannungsdehnungslinien für zentrischen Zug im Querschnitt II - II

verteilung ist aufgrund vorhandener Einrisse ungleichförmig. Die gemessene Einrißtiefe betrug in diesem Querschnitt 15 cm und entspricht einer Querschnittsreduktion von 21 %. Die gleichzeitige Zug- und Eigenspannungsbeanspruchung von EW 6 führte zu einer Reduzierung der ohnehin geringen Zugfestigkeit von $\beta_Z(1d) = 1,18 \text{ N/mm}^2$ um 70 %. Die Steifigkeitsverhältnisse zwischen Versuchskörper und Versuchseinrichtung änderten sich dadurch so stark, daß die in Abb. 7.43 gezeigte

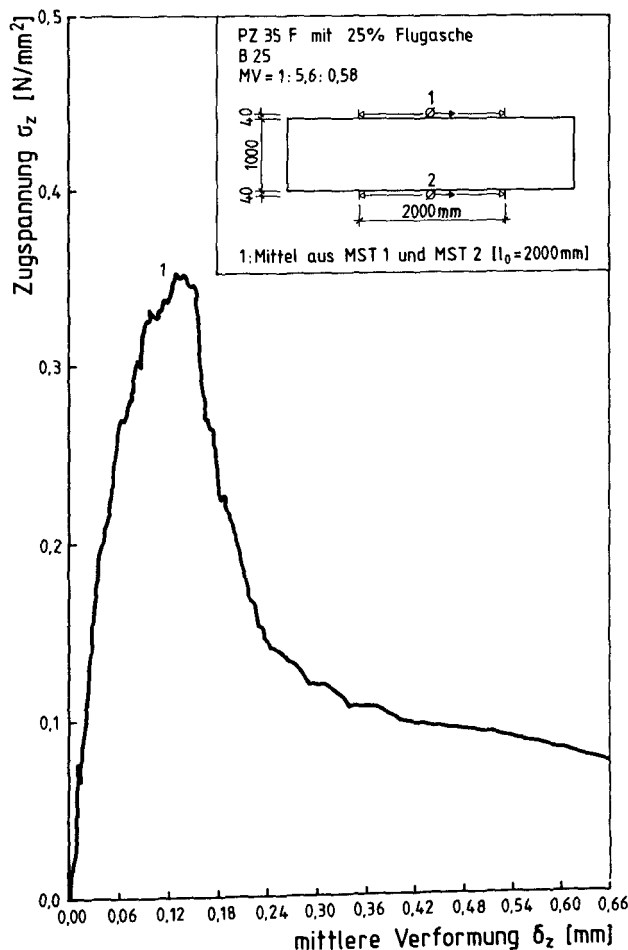


Abb. 7.43: Vollständige Spannungsverformungslinie von EW 6 bei gleichzeitiger Einwirkung von Eigenspannungen und zentrischem Zug

vollständige Spannungs-Verformungslinie durchfahren werden konnte. Bemerkenswert sind die großen Verformungswege bis zum Spannungsmaximum σ_p von $\delta_p = 0,12$ mm und die beim Bruch $\delta_{\text{Bruch}} = 0,65$ mm noch übertragbare Spannung von $\sigma_{\text{Bruch}} = 0,21 \cdot \sigma_p$. Zu berücksichtigen ist, daß in dieser σ - δ -Linie alle Rißöffnungen auf der Meßlänge von 2000 mm enthalten sind und daß während der Verformung (Belastungsdauer 4,5 h) instationäre Temperaturverhältnisse herrschten.

7.4 Zusammenfassung

Die beschriebenen Versuche waren erforderlich, um die Erhärtungsgeschichte der Randzone der dicken Wand kennenzulernen. Es handelte sich zunächst um Versuche zur Messung der adiabatischen Wärmeentwicklung, die die Wärmequellenfunktion liefert. Die Temperaturversuche TW, durchgeführt an ober- und unterseitig ideal gedämmten, horizontalen Scheiben aus der Wand, dienten der Ermittlung der zeit- und ortsabhängigen Temperaturentwicklung über den Wandquerschnitt und zur Findung der Temperatursteuerfunktion für die Zugversuche. An Zugkörpern wurden Zugversuche, Kerbzugversuche, Zugrelaxationsversuche und Zugkriechversuche unter jenen Beanspruchungen durchgeführt, die für die Randzone der Wand zutreffen.

Die Versuche sind Bausteine zur Formulierung von Stoffgesetzen des jungen Betons sowie Voraussetzung zur Vorhersage von Spannungen und Einrißbildungen, die in den Eigenspannungsversuchen EW wiederum an horizontalen Wandausschnitten, die an den Wandoberflächenseiten gekühlt wurden, experimentell hervorgerufen wurden.

8. WERKSTOFFMODELL FÜR JUNGEN BETON

8.1 Vorbemerkungen

Die Formulierung von Werkstoffgesetzen des jungen Betons erfordert die Analyse des Hydratationsprozesses. Die bis zur vollständigen Hydratation insgesamt freiwerdende Wärmemenge hängt i.w. von der chemischen Zusammensetzung des Zementklinkers ab. Für deren Erwärmung des Betons ist aber nicht nur die insgesamt entwickelte Wärme von Bedeutung, sondern neben bauteilbezogenen Einflüssen auch deren zeitliche Wärmeentwicklung. Hierbei spielt die Betontemperatur $T(x,y,z,t)$ eine wesentliche Rolle, weil sie die Prozeßtemperatur der Hydratation darstellt.

Die Werkstoffparameter des Betons entwickeln sich nicht zeitlich affin zueinander. Sie hängen im massigen Bauteil v.a. von der Temperatur und dem an diese gekoppelten Hydratationsgrad ab. Es wird nachfolgend gezeigt, daß eine allgemeine Formulierung möglich ist, wenn die mechanischen Eigenschaften als Funktionen des Hydratationsgrades dargestellt werden.

8.2 Ableitung des Hydratationsfortschrittes aus adiabatischen Temperaturmessungen

In Abschnitt 4 wurde die Verknüpfung zwischen Hydratationsfortschritt und Prozeßtemperatur hergeleitet. Zur Ermittlung der altersabhängigen Entwicklung des Hydratationsgrads ist die Messung der adiabatischen Temperaturerhöhung im Kalorimeter geeignet. Die Tauglichkeit der Reifefunktion nach Arrhenius /46/ zur Transformation des adiabatischen Hydratationsprozesses in den isothermen Prozeß wurde in Abschnitt 4.5.3 bereits dargelegt.

Die bis zur vollständigen Hydratation insgesamt freiwerdende Wärmemenge hängt im wesentlichen von der chemischen Zusammensetzung des Zementklinkers und von der Zementmenge ab /78/. Dabei kann im exothermen Reaktionsprozeß die in Tab. 8.1 angegebene Hydratationswärme der einzelnen Klinkerphasen freigesetzt werden. Aus der Zementzusammensetzung läßt sich damit die gesamte freigesetzte Wärmemenge Q_{\max} aus den Klinkeranteilen bestimmen. Unter adiabatischen Verhältnissen führt die gesamte Hydratationswärme zu einer Temperaturerhöhung im Beton um:

$$\max \Delta T_{ad} = \frac{z \cdot Q_{max}}{c_b \cdot \rho_b} \quad (8.1)$$

mit:

$\max \Delta T_{ad}$:	maximaler Temperaturanstieg im Beton	[K]
z :	Zementgehalt	[kg/m ³]
Q_{max} :	gesamte Hydratationswärme des Zementes	[J/g]
c_b :	spezifische Wärmekapazität des Betons	[J/(g·K)]
ρ_b :	Rohdichte des Betons	[kg/m ³]

		Q J/g	Anteil im PZ Gew.-%		
			H	M	N
Tricalciumsilicat	C ₃ S	500	80	63	45
Dicalciumsilicat	C ₂ S	250	32	16	0
Tricalciumaluminat	C ₃ A	870 *)	15	11	7
Calciumaluminatferrit	C ₂ (A,F)	420	14	8	4
Freies CaO	CaO	1150	3	1	0,1
Freies MgO	MgO	840	4,5	1,5	0,5
Hüttensand		290	-	-	-

*) im Portlandzement (mit SO₃): 1340 J/g

Tab. 8.1: Hydratationswärme der einzelnen Klinkerphasen und deren Anteil im Portlandzementklinker /1,51/
(H = Höchstwert, M = Mittelwert, N = Niedrigstwert)

Der Temperaturanstieg ist demnach vom Zementgehalt, der freigesetzten Hydratationswärme und der spezifischen Wärmekapazität c_b abhängig, wobei gleichmäßige Verteilung des Zements im Beton vorausgesetzt wird.

Die spezifische Wärme des Betons kann annähernd aus der spezifischen Wärme der Ausgangsstoffe und der Betonzusammensetzung errechnet werden. I.a. liegt sie zwischen 0,95 und 1,2 J/(g·K). Die spezifische Wärme des Betons ist im jungen Alter etwas größer und nimmt mit zunehmendem Alter ab /100/. Sie variiert ebenso wie die Rohdichte des Betons in einem engen Bereich.

Der Hydratationsgrad ergibt sich durch Normierung des Temperaturanstiegs ΔT_{ad} wie folgt (siehe Abschnitt 2.5.1):

$$m(\tau_w) = \frac{\Delta T_{ad}(\tau_w)}{\max \Delta T_{ad}} = \frac{Q_b(\tau_w)}{\max Q_{bad}} = \frac{Q_z(\tau_w)}{\max Q_{zad}} \quad (8.2)$$

Der Hydratationsgrad (von /100,81/ auch Reaktionsgrad genannt), stellt für einen Beton bestimmter Zusammensetzung eine alters-, temperatur- und feuchtigkeitsabhängige Stoffgröße dar. Beim massigen Bauteil kann der Feuchteinfluß in den ersten Wochen vernachlässigt werden (isohygrischer Zustand). Für die Versuchsbetone ergibt sich dann die in Abb. 8.1 dargestellte Hydratationsgradentwicklung für isotherme Verhältnisse bei 20 °C (wirksames Betonalter).

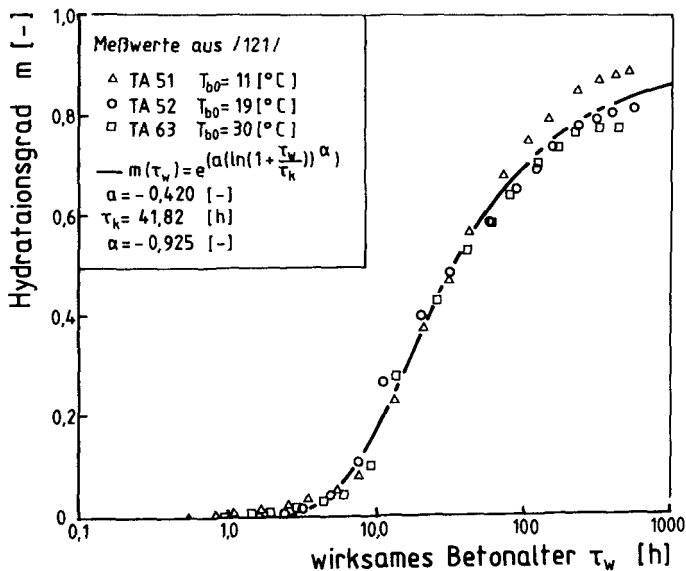


Abb. 8.1: Vergleich zwischen dem rechnerischen Verlauf des Hydratationsgrades und Versuchswerten aus adiabatischen Temperaturmessungen bei unterschiedlichen Frischbetontemperaturen

Zur empirischen Beschreibung des Hydratationsgrades wird auf den in Gl. (2.3) beschriebenen Ansatz von /64/ zurückgegriffen, der die Versuchsergebnisse /121/ in Abb. 8.1 und Abb. 8.2 treffend beschreibt.

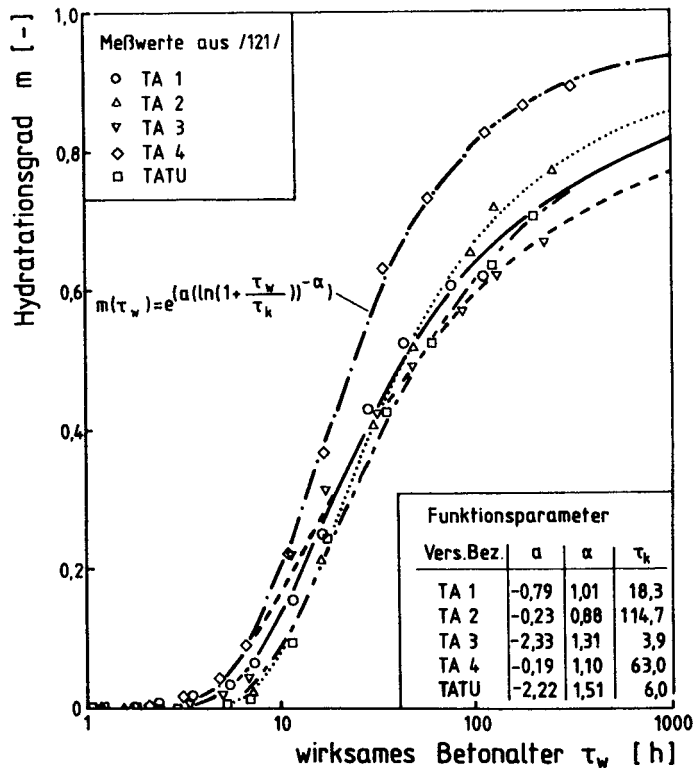


Abb. 8.2: Vergleich zwischen dem rechnerischen Verlauf des Hydratationsgrades und Versuchswerten aus adiabatischen Temperaturmessungen verschiedener Betone

8.3 Beschreibung der Festigkeit und Steifigkeit des jungen Betons

In diesem Kapitel werden die Werkstoffparameter für die Berechnung thermischer Spannungen infolge Hydratation im massigen Bauteil hergeleitet. Die Parameter werden in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad bestimmt, um die infolge erhöhter Temperatur entstehende Zeitverzerrung zu erfassen.

Beim Übergang vom Frischbeton zum Festbeton wandeln sich die Charakteristika des Betons von jenen einer Flüssigkeit zu denen eines Festkörpers. Bei den Veränderungen interessieren hier vor allem die Eigen-

schaften, die mit der Verschieblichkeit der Teilchen gegeneinander zusammenhängen. Damit bestehen Widerstände gegen Formänderungen und Volumenänderungen. Die von außen eingetragene Energie wird entweder reversibel in elastische oder irreversibel in plastische Formänderungsarbeit umgesetzt. Im allgemeinen ist der Betrag plastischer Verformbarkeit bei Festkörpern klein im Vergleich zur Verschieblichkeit der Teilchen bei Flüssigkeiten. Die Zeit als Parameter ist der maßgebende Faktor für die Unterschiede zwischen Festkörper und Flüssigkeit.

Während der Erhärtungsphase des jungen Betons ergeben sich aus dem Übergang zwischen plastischer spannungsloser und elasto-plastischer spannungsbedingter Verformbarkeit Einflüsse, die im festen Beton Spannungen hervorrufen.

In diesem Übergangsstadium nimmt der Hydratationsfortschritt als Gradmesser für plastische und elastische Eigenschaften des Betons /95/ eine Schlüsselstellung ein. Daher sollen die hydratationsgradabhängigen Parameter für die Entwicklung der mechanischen Eigenschaften ermittelt werden.

8.3.1 Festigkeitsentwicklung unter einaxialer Beanspruchung

Von den zahlreichen Einflußgrößen auf die mechanischen Eigenschaften des Betons interessiert die Abhängigkeit vom Hydratationsgrad. Die variablen Größen der Betonzusammensetzung, wie Zementart und -menge, Wassergehalt und Zuschlagstoffe werden durch die adiabatische Temperaturmessung und der daraus folgenden Hydratationsgradentwicklung berücksichtigt.

8.3.1.1 Abhängigkeit der Zugfestigkeit vom Hydratationsgrad

Zur Formulierung eines Werkstoffgesetzes für zugbeanspruchten Beton ist die Angabe der Zugfestigkeit notwendig. Dies erfolgt für die zentrale Zugfestigkeit als einzige physikalisch begründete Eigenschaft, gegenüber anderen von Versuchseffekten "verschmutzten" Zugfestigkeitsgrößen (wie z.B. die Spaltzugfestigkeit).

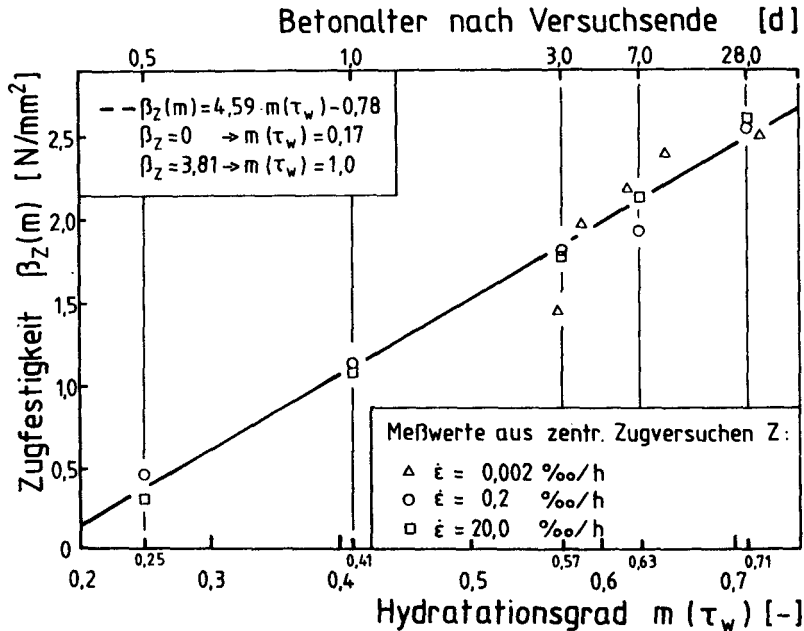


Abb. 8.3: Vergleich zwischen den Versuchswerten und den Rechenwerten der Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad

In Abb. 8.3 sind die Ergebnisse der in Abschnitt 7 beschriebenen Versuche über dem Hydratationsgrad aufgetragen. Zwischen der Zugfestigkeit und dem Hydratationsgrad ergibt sich mit guter Näherung ein linearer Zusammenhang:

$$\beta_Z(m) = A \cdot m(\tau_w) + B \quad (8.3)$$

mit $A \approx 4,59$ und $B = -0,78$ für die hier berichteten Versuche. Der Gültigkeitsbereich von m lautet:

$$0,17 \leq m \leq 1.$$

Die untere Schranke von m markiert das Ende der sogenannten "dormant phase"; erst nach deren Ablauf werden Festkörpereigenschaften wirksam. Normiert man Gl. (8.3) auf $\beta_Z(m=1)$, so erhält man die bezogene Zugfestigkeit (Abb. 8.4) zu:

$$\text{rel } \beta_Z(m) = \frac{\beta_Z(m)}{\beta_Z(m=1)} = (a_Z + 1) m(\tau_w) - a_Z \quad (8.4)$$

Der Einfluß der Dehngeschwindigkeit ist gering.

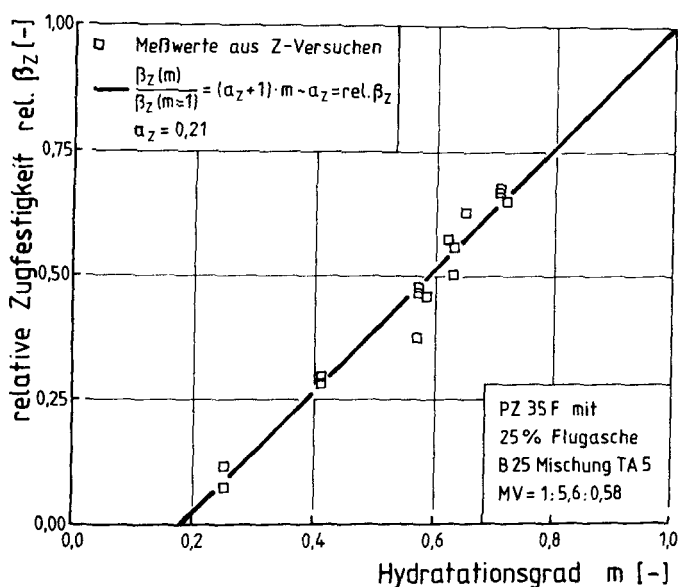


Abb. 8.4: Relative Zugfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad

Die Gl.n. (8.3) und (8.4) gelten für eine bestimmte Betonzusammensetzung. Zur Überprüfung anderer Betonzusammensetzungen bei Verwendung unterschiedlicher Zemente wurden die diesbezüglichen Versuchsergebnisse unter Beibehaltung der Geradensteigung $1 + a_Z$ und des Ordinatenabschnittes $a_Z = 0,21$ ausgewertet. Mit ihnen wird die theoretische Endzugfestigkeit

$$\beta_Z(m=1) = \frac{(a_Z + 1)m - a_Z}{\text{gem } \beta_Z(m)} \quad (8.5)$$

berechnet. Abb. 8.5 zeigt das Ergebnis. Es berechtigt zur Annahme der Allgemeingültigkeit von Gl. (8.3).

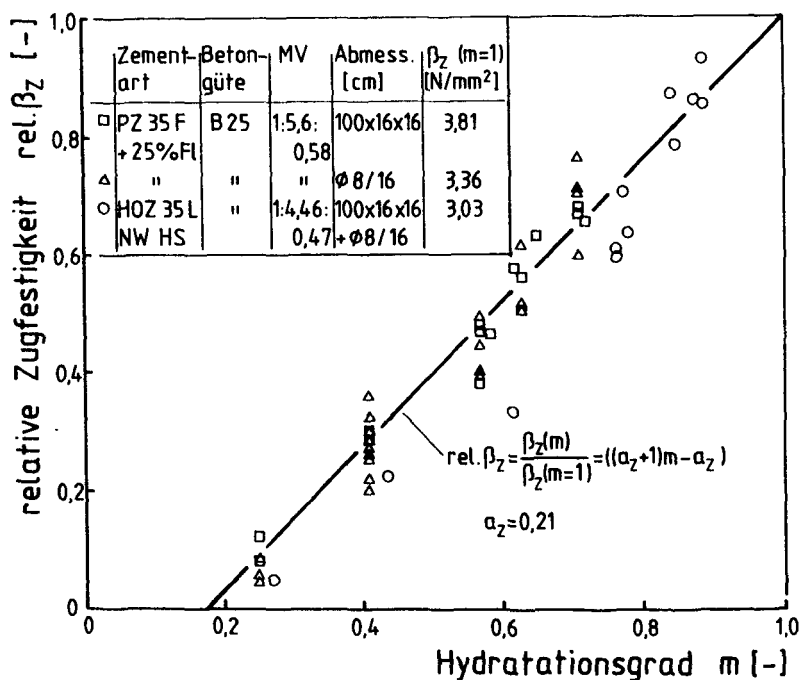


Abb. 8.5: Relative Zugfestigkeit verschiedener Versuche in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad

Die Gl'n. (8.3) und (8.4) gelten für die mittlere Zugfestigkeit. Die Versuchsauswertung zeigt, daß die Streuung durch einen Variationskoeffizienten von $\leq 9\%$ beschrieben werden kann.

8.3.1.2 Abhängigkeit der Druckfestigkeit vom Hydratationsgrad

Die Formulierung der Druckfestigkeit im Werkstoffgesetz für zentrisch gedrückten Beton muß von der Zylinder- = Prismendruckfestigkeit ausgehen, die an Prüfkörpern mit $h/d \geq 2$ gemessen wird.

Ausgehend vom empirischen Zusammenhang zwischen der Würfeldruck- und der axialen Zugfestigkeit

$$\beta_{Z28} = c \cdot \beta_{W28}$$

nach /123,133/ erhält man mit dem bekannten Zusammenhang zwischen der Zylinder- und der Würfeldruckfestigkeit von 20 cm-Würfeln:

$$\beta_C \approx 0,85 \cdot \beta_W. \quad (8.6)$$

Die relative Zylinderdruckfestigkeit - ausgedrückt über die zentrische Zugfestigkeit - ergibt sich zu:

$$\text{rel } \beta_{CD}(m) \approx 0,85 \left(\frac{\text{rel } \beta_Z(m)}{c_D \cdot \beta_Z(m=1)} \right)^{3/2} \quad (8.7)$$

Abb. 8.6 zeigt das Ergebnis der Auswertung, wobei der dimensionsbehaftete Beiwert $c_D \approx 0,236 \text{ (N/mm}^2)^{1/3}$ unabhängig von der Betongüte angesetzt wurde.

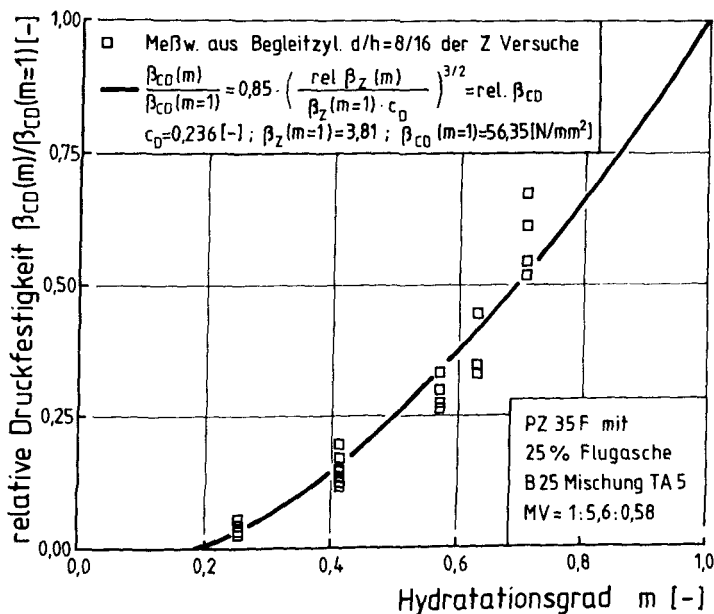


Abb. 8.6: Relative Druckfestigkeit in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad

8.3.1.3 Einfluß hoher Temperaturen auf die Druckfestigkeit

Versuche zeigten, daß Erhärtungstemperaturen $> 40\text{ °C}$, verbunden mit raschem Temperaturanstieg in den ersten Tagen, Verlust an Druckfestigkeit in höherem Alter führen. Andererseits wird auch ein Festigkeitszuwachs bei Erhärtungstemperaturen unter 20 °C in höherem Alter festgestellt. Dieses Phänomen kann im gewählten Ansatz der Druckfestigkeit $\beta_{CD}(m)$ nicht berücksichtigt werden.

Bei den eigenen Untersuchungen /121/ konnte dieser Einfluß vernachlässigt werden, da die Temperaturen i.d.R. kleiner als 35 °C bzw. größer als 15 °C waren. In den letzten Jahren wurden von /64,102,135/ einige vergleichbare Festigkeitsentwicklungen gemessen (Abb. 8.7), die für konstante Erhärtungstemperaturen und Wasserlagerung gelten. In realen Bauteilen ist die Erhärtungstemperatur zeitveränderlich, sie steigt zudem allmählich an. Auch entsprechen die Feuchtigkeitsverhältnisse nicht der Wasserlagerung. Eine Beurteilung der Festigkeitsänderung infolge veränderlichen Temperaturen läßt sich nur näherungsweise ermitteln.

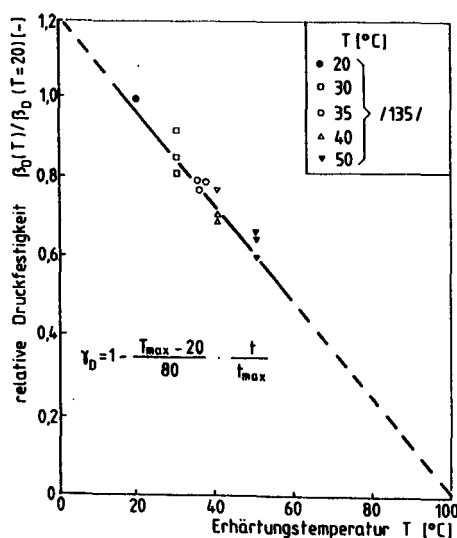


Abb. 8.7: Einfluß der Erhärtungstemperatur auf die Würfeldruckfestigkeit bei erhöhter Temperatur

Der Festigkeitsverlust stellt sich überwiegend in der Phase der größten Hydratationsgeschwindigkeit ein, also in dem Zeitraum der Ausbildung der Kristallstruktur im Zementstein. Einen Vorschlag zur Berücksichtigung dieser Einflüsse gibt der folgende empirische Ansatz an:

$$\gamma_D(t, T_{\max}) \approx 1 - \frac{T_{\max} - 20}{80} \cdot \frac{t}{t_{\max}} \leq 1 \quad (8.8)$$

T_{\max} entspricht der maximalen Temperatur des betrachteten Bauteilbereichs, t_{\max} ist die zugehörige Anstiegszeit. Der Einfluß erhöhter Anfangstemperatur auf die Festigkeit wird mit dem Faktor γ_D auf den Zeitraum bis zum Temperaturmaximum linear angesetzt.

8.3.1.4 Abhängigkeit des Zugelastizitätsmoduls vom Hydratationsgrad und von der Zugfestigkeit

Die Messung elastischer Verformungen im frühen Betonalter bei endlicher Dehngeschwindigkeit ist schwierig, weil stets auch unelastische Verformungen mitgenommen werden. Bestenfalls die Messung des dynamischen Elastizitätsmoduls würde die idealelastischen Verformungen erfassen lassen /86/.

Für die hier zu lösende Aufgabe, nämlich die Berechnung von zeitabhängigen Spannungen und Verformungen unter Dehnungs- und/oder Spannungsgeschichten, die sich allmählich ab einem bestimmten Alter τ_0 entwickeln, ist die strenge Separierung von elastischen und inelastischen Dehnungsanteilen nicht nötig. Um darüber Auskunft zu erhalten, wie die Summe aus inelastischer und elastischer Dehnung vom wesentlichen Einflußfaktor $\dot{\epsilon}$ beeinflusst wird, wurden die axialen Zugversuche mit weit auseinander liegenden Dehngeschwindigkeiten $\dot{\epsilon}$ durchgeführt ($\dot{\epsilon} = 20 \text{ } ^\circ/\text{oo/h}$ und $\dot{\epsilon} = 0,02 \text{ } ^\circ/\text{oo/h}$). Die Versuche zeigen, daß die Spannung-Dehnungslinien $\sigma(\epsilon, \dot{\epsilon})$ bis zu einer Zugspannung $\sigma \leq \beta_Z/2$ von $\dot{\epsilon}$ nicht meßbar beeinflusst werden. Damit wird der E-Modul als Sekantenmodul bis $\beta_Z/2$ bei $\dot{\epsilon} = 20 \text{ } ^\circ/\text{oo/h}$ (Dehngeschwindigkeit der Kurzzeitbelastung) definiert.

Die zeitliche Entwicklung des Elastizitätsmoduls wurde von einer Reihe von Autoren /56, 77, 149/ untersucht. Obwohl sehr unterschiedliche Meßmethoden zur Bestimmung des Elastizitätsmoduls eingesetzt wurden, kommen alle Autoren zu dem Schluß, daß zwischen der zeitlichen Ent-

wicklung des E-Moduls und der Festigkeit ein nichtlinearer Zusammenhang besteht. Byfors /28/ ermittelte folgenden empirischen Ansatz für den allgemeinen Zusammenhang zwischen Festigkeit und Elastizitätsmodul:

$$E = \frac{E_0 \cdot \beta^a}{1 + b \cdot \beta^c} \quad (8.9)$$

Überträgt und normiert man diesen Ansatz auf die Abhängigkeit der Zugfestigkeit vom Hydratationsgrad (Gl. 8.4) so erhält man die folgende Abhängigkeit des mittleren Zugelastizitätsmoduls vom Hydratationsgrad:

$$\text{rel } E_Z(m) = \frac{E_Z(m)}{E_Z(m=1)} = \frac{(1 + \beta_Z(m=1)^{b_E}) \cdot (\text{rel } \beta_Z)^{a_E}}{1 + (\beta_Z(m=1) \cdot \text{rel } \beta_Z)^{b_E}} \quad (8.10)$$

mit:

$$a_E = 0,945 \quad [-]$$

$$b_E = 0,823 \quad [-]$$

Der Gültigkeitsbereich wird mit $0,17 \leq m \leq 1,0$ abgesteckt.

In Abb. 8.8 ist der Rechenansatz Gl. (8.10) der gemessenen Entwicklung des Zugelastizitätsmoduls gegenübergestellt. Die Übereinstimmung ist gut. Die dimensionslosen Faktoren a_E und b_E können auch für Betone unterschiedlicher Zusammensetzung und Festigkeit in angegebener Weise beibehalten werden. Der Endwert des Zugelastizitätsmoduls $E_Z(m=1)$ muß für andere Betonzusammensetzungen über Gl. (8.10) auf Basis einiger Versuche $E_Z(m)$ bestimmt werden.

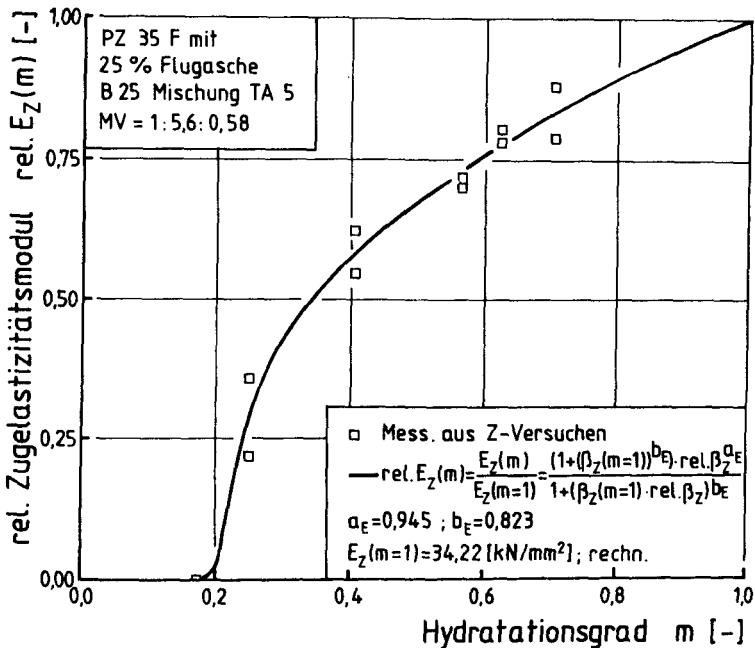


Abb. 8.8: Relativer Zugelastizitätsmodul (Sekantenmodul) in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad

8.3.1.5 Vergleich der Ansätze der Festigkeitskennwerte

Die unterschiedliche Entwicklung der Zugfestigkeit, Druckfestigkeit und des Zugelastizitätsmoduls, abhängig vom Hydratationsgrad, zeigt Abb. 8.9. Der Elastizitätsmodul wächst besonders bei kleinem Hydratationsgrad rascher als die Zugfestigkeit an, während die Druckfestigkeit wesentlich langsamer als die Zugfestigkeit ansteigt. Zur Absicherung der entwickelten Ansätze sind jedoch noch weitere Untersuchungen erforderlich, in denen neben der Betonfestigkeit auch die Erhärtungsgeschichte und die Hydratationsgradentwicklung für die unterschiedlichen spezifischen Betonzusammensetzungen variiert werden.

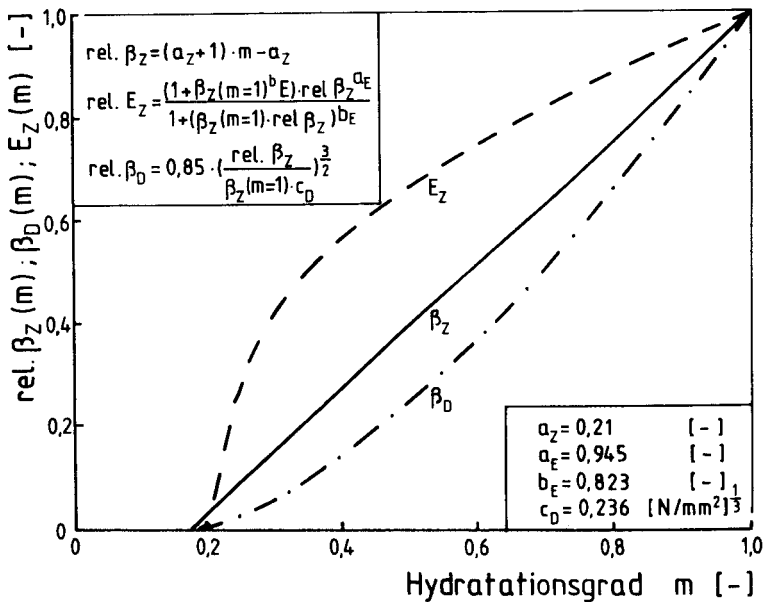


Abb. 8.9: Gegenüberstellung der allgemeinen Ansätze für relative Zugfestigkeits-, Druckfestigkeits- und Zugelastizitätsmodulentwicklung in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad

8.4 Beschreibung des Kriechens

8.4.1 Vorbemerkung

Beton antwortet auf mechanische Spannungen nicht nur spontan-elastisch, sondern bei Andauer der Spannungseinwirkung auch mit zeitabhängigen, inelastischen Verformungen. Dieses Phänomen nennt man Kriechen. Mit ihm verwandt, weil auf den gleichen physikalischen Ursachen beruhend, ist die Relaxation, die zeitabhängige Spannungsantwort auf eine aufgezwungene Dehnung.

Wegen der großen baupraktischen Bedeutung des Kriechens haben sich mit ihm viele Forscher befaßt. Auf diese wird im Rahmen dieser Arbeit nur in dem Maß eingegangen, wie sie das Kriechen von jungem Beton behandeln. Grundlegende Fragen des Kriechens und den gegenwärtigen Kenntnisstand zeigen /4,9,25,86,123/.

Die Erklärung der Phänomenologie des Kriechens, dessen mechanische Modellierung und die vielfältigen physiko-chemischen sowie thermodynamischen Aspekte erfolgte ganz überwiegend auf der Basis von Druckkriechversuchen an erhärtetem Beton ($\tau \geq 3$ bis 7 d). Nur wenig ist über das Druck- und Zugkriechen im frühen Alter bekannt [113, 142, 149]. Meist wurden Kriechversuche im frühen Alter bei einer Lagerungstemperatur von 20 °C durchgeführt, die den anfänglichen Erhärtungsbedingungen überhaupt nicht entspricht. Eben diese Defizite führten zu den in Abschn. 7 dargestellten Kriechversuchen unter wirklichkeitsnäheren Erhärtungsbedingungen. Auf diesen Versuchen baut der eigene Kriechansatz auf.

8.4.2 Die Verformungskomponenten des Kriechens

Die Beobachtung lehrt, daß das Kriechen aus mehreren Verformungskomponenten besteht. Abb. 8.10 zeigt dies für die einstufige Spannungsge-

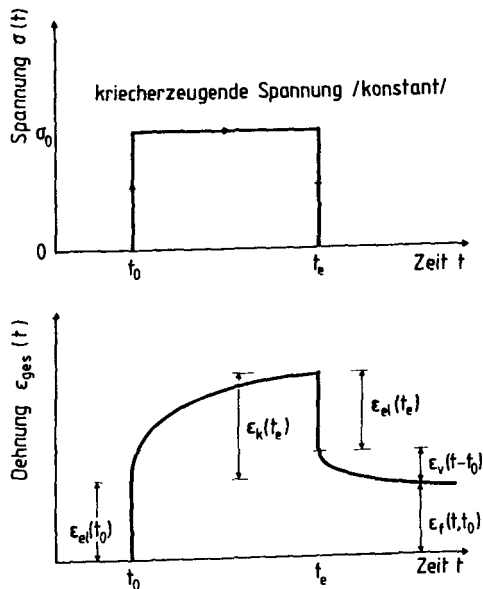


Abb. 8.10: Ablauf eines Kriechversuchs mit $\sigma_0 = \text{konstant}$

schichte $\sigma(t) = \sigma_0 = \text{const.}$ Im Alter t_0 bei Erstbelastung antwortet der Stoff als erstes mit der spontan-elastischen Déhnung:

$$\varepsilon_{el}(t_0) = \frac{\sigma_0}{E(t_0)} \quad (8.11)$$

Dann entwickelt sich die Kriechdehnung $\varepsilon_k(t, t_0)$. Durch Mitführen der beiden Alters- = Zeitkonstanten t, t_0 wird bereits die zusätzliche Abhängigkeit des Kriechens vom Alter bei erster Belastung angezeigt (Berücksichtigung des strukturellen Alterns). Die Gesamtdehnung im Belastungszeitraum $t - t_0$ beträgt:

$$\varepsilon_{ges}(t, t_0) = \varepsilon_{el}(t_0) + \varepsilon_k(t, t_0) \quad (8.12)$$

Der Kriechverlauf von Abb. 8.10 weist eine abnehmende Kriechgeschwindigkeit auf (strukturelle und mechanische Verfestigung). Dieses Verhalten bezeichnet man als primäres Kriechen. Unter hohen Beanspruchungsgraden $\sigma_0/\beta(t_0)$, mit $\beta(t_0)$ der Kurzzeitfestigkeit, kann das primäre Kriechen in das sekundäre Kriechen mit $\dot{\varepsilon} = \text{const}$ umschlagen, s. Abb. 8.11. Diese Erscheinung kündigt den bevorstehenden Kriechbruch an, in dessen Bruchphase das tertiäre Kriechen mit $\dot{\varepsilon} \rightarrow \infty$ vehement abläuft.

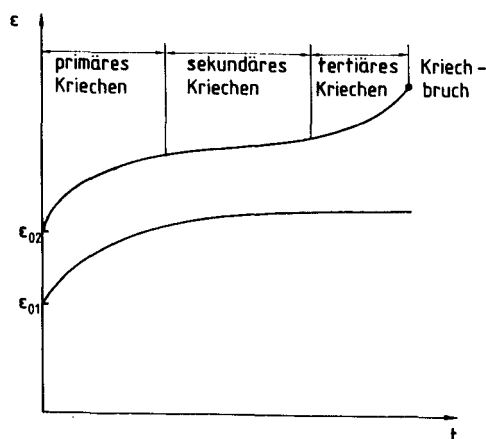


Abb. 8.11: Allgemeine Form einer Dehnungs-Zeitkurve von Beton unter konstanter Beanspruchung

Bei der Behandlung von Kriechproblemen des Massivbaus ist das primäre Kriechen relevant, weil die Druckspannungen im Gebrauchslastbereich mit $\sigma_0/\beta_{CD}(t_0) \leq 0,5$ damit verbunden sind. Sekundäres Kriechen setzt

erst ab $\sigma_0/\beta_{CD}(t_0) \geq 0,85$ ein. Entsprechendes ist für Zugbeanspruchung zu vermuten.

Risse in erhärtenden Betonbauteilen zeigen und Berechnungen unterstreichen dies, daß die sich allmählich aufbauenden thermischen Spannungen im jungen Alter die Festigkeit β_Z erreichen können. Damit ist das Auftreten sekundären und tertiären Kriechens wahrscheinlich. Bekannt ist hierüber nichts. Andererseits nimmt auch die Festigkeit rasch zu. Weitere Forschung ist zu diesem Problem nötig. Im Rahmen dieser Arbeit wird notgedrungenenerweise nur von primärem Kriechen ausgegangen.

Das Kriechen nimmt bei niedrigen bis mittleren Beanspruchungsgraden proportional der Spannung zu. Unter Voraussetzung idealer Elastizität kann man die Gesamtdehnung über die Kriechfunktion φ ausdrücken:

$$\text{ges } \varepsilon(t, t_0) = \varepsilon_{e1}(1 + \varphi(t, t_0)) \quad (8.13)$$

mit

$$\varphi(t, t_0) = \frac{\varepsilon_k(t, t_0)}{\varepsilon_{e1}(t_0)} \quad \varphi(t, t_0) \geq 0 \quad (8.14)$$

Eine andere gebräuchliche Formulierung lautet:

$$\text{ges } \varepsilon(t, t_0) = \sigma_0 \frac{1 + \varphi(t, t_0)}{E(t_0)} = \sigma_0 \cdot J(t, t_0) \quad (8.15)$$

$J(t, t_0)$ ist die sogen. Nachgiebigkeit oder compliance function. Die Gl.n. (8.13) bis (8.15) stellen die Grundbeziehungen der linearen Vis-koelastizitätslehre dar. Gl. (8.15) wird als erweitertes Hooke'sches Gesetz bezeichnet.

Bei Entfernung der Kriechspannung im Alter t_e tritt als erstes eine spontane, elastische Rückfederung ein. Danach federt der Stoff langsam und zeitabhängig wieder zurück, s. Abb. 8.10. Dieses Verhalten wird als Anelastizität oder als sogen. verzögerte Elastizität gedeutet. Nach dem Abklingen der verzögert-elastischen Dehnung ε_v bleibt die viskose Dehnung, auch als Fließdehnung ε_f bezeichnet, zurück. Man geht davon aus, daß sich die verzögert-elastische Dehnung sowohl während

der Spannungseinwirkung als auch nach Spannungsentfernung nach der gleichen Zeitfunktion entwickelt:

$$\varepsilon_v(t - t_0) = -\varepsilon_v(t - t_e) \quad (8.16)$$

$$t \leq t_e \quad t > t_e$$

Damit lautet die Gesamtdehnung während der Belastungsdauer $t - t_0$:

$$\text{ges } \varepsilon(t, t_0) = \varepsilon_{e1}(t_0) + \varepsilon_v(t - t_0) + \varepsilon_f(t, t_0) \quad (8.17)$$

Hierin bedeuten mit Abb. 8.10:

$\varepsilon_v(t - t_0)$: altersunabhängige, nur von der Belastungsdauer $t - t_0$ abhängige verzögert-elastische Dehnung.

$\varepsilon_f(t, t_0)$: alternde irreversible Fließdehnung.

Entsprechend Gl. (8.17) erhält man für die einstufige Spannungsgeschichte bei vernachlässigbarer Hyperelastizität:

$$\text{ges } \varepsilon(t, t_0) = \varepsilon_{e1}(t_0) [1 + \varphi_v(t - t_0) + \varphi_f(t, t_0)] \quad (8.18)$$

wegen

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_v(t - t_0) + \varphi_f(t, t_0) \quad (8.19)$$

Dieser Formulierung folgt die Kriechvorhersage nach der Spannbetonnorm DIN 4227 /38/. Im Eurocode EC2 wird die Aufteilung in verzögert-elastische Verformung und Fließverformung nicht vorgenommen. In entsprechender Weise kann die Gesamtdehnung für $t \geq t_e$ angeschrieben werden.

Die Fließdehnung hängt neben anderen Parametern auch noch von der Feuchte des Betons ab. Man differenziert die Fließdehnung nach zwei Anteilen. Je höher die mittlere Feuchte des Betons ist, umso größer ist die Fließdehnung. Das Fließen bei konstanter Feuchte wird Grundfließen genannt. Ihm überlagert sich bei gleichzeitiger Austrocknung das sogen. Trocknungsfließen. Man erhält dann:

$$\varphi_f(t, t_0) = \varphi_{fgr}(t, t_0) + \varphi_{ftr}(t, t_0) \quad (8.20)$$

In DIN 4227 wird diese Aufteilung nicht explizit vorgenommen. Ersatzhalber wird die gleichzeitige Trocknung während des Kriechens über die

die Trocknungsgeschwindigkeit charakterisierende, wirksame Körperdicke d_{ef} berücksichtigt.

Bei jungen, massigen Betonbauteilen tritt in den ersten Wochen nach dem Ausschalen - dies ist der hier relevante Betrachtungszeitraum - kein meßbarer Feuchteverlust durch Trocknung auf. Aus diesem Grund ist nur vom Grundfließen auszugehen. Hier wird wegen fehlender Untersuchungen zur Anelastizität von einer "unaufgeteilten" Kriechfunktion ausgegangen.

Abgesehen von der zur rechnerischen Bearbeitung von Kriechproblemen notwendigen mathematischen Beschreibung der Zeitfunktion des Kriechens sind weitere Verfügungen erforderlich. Diese Verfügungen betreffen die strukturelle und mechanische Alterung des Betons. So verfügt z.B. die DIN 4227, T. 1 /38/ über die verzögert-elastische Kriechfunktion

$$\varphi_V(t, t_0) = \varphi_V(t - t_0) = \varphi_{V\infty} k(t - t_0) \quad (8.21)$$

mit

$$\varphi_{V\infty} = 0,4$$

$$0 \leq k(t - t_0) \leq 1$$

Das Alter t_0 bei Erstbelastung ist also ohne Einfluß, nur die Zeit unter Last $t - t_0$ spielt eine Rolle. Dies entspricht einem linearen, viskoelastischen Verhalten. Bei der Fließdehnung wird von Whitney's Alterungsansatz /123/ ausgegangen:

$$\varphi_f(t, t_0) = \varphi_f(t, \bar{t}_0) - \varphi(t_0, \bar{t}_0) \quad (8.22)$$

mit $\varphi_f(t, \bar{t}_0)$ einer Basisfunktion für das Fließen unter frühestmöglicher Belastung im Alter \bar{t}_0 . Für jungen Beton erlaubt das vorhandene Versuchsmaterial die Aufteilung in φ_V und φ_f nicht.

8.4.3 Funktionale Beschreibung des Kriechens

Es wurden zahlreiche Kriechansätze entwickelt. Tab. 8.2 zeigt einige der wichtigsten Funktionstypen. Ein wesentliches Unterscheidungsmerkmal fällt auf. Während die Funktionen 1 und 2 für $t - t_0 \rightarrow \infty$ keinem Grenzwert des (primären) Kriechens zustreben, ist dies bei den Funktionen 3 und 4 der Fall.

	Funktion	Verfasser
1	$a(t - t_0)^b$	Straub + Shank /130,134/
2	$a \cdot \ln [(t - t_0) + 1]$	Hanson /57/
3	$\frac{t - t_0}{a + b(t - t_0)}$	Ross /103/
4	$\varepsilon_{k\infty} \cdot (1 - \exp - \left[\frac{t - t_0}{\alpha} \right])$	Dischinger /39/

Tab. 8.2: Wesentliche Funktionen zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufes des Kriechens unter konstanter Spannung

Der Ansatz für die verzögert-elastische Verformung ε_v nach DIN 4227 entspricht dem 4. Funktionstyp, der sich auch durch rheologische Modellkörper nachbilden läßt. Die Fließverformung nach DIN 4227 wird nach der sogen. Whitney'schen Alterungstheorie formuliert /123/.

Es existiert zur Zeit noch keine experimentell abgesicherte und mechanisch begründete Kriechtheorie des jungen Betons. Deshalb muß nach einem Ansatz gesucht werden, der physikalisch plausibel ist und der die Versuchsergebnisse brauchbar beschreibt. Der Verfasser ist der Auffassung, daß Wittmanns Ansatz, der für das Grundkriechen von Zementstein entwickelt wurde und abgesichert ist /152, 153/. Auf ihn wird im folgenden eingegangen.

Wittmann /152,153/ entwickelte sein Kriechmodell für Zementstein auf Basis der Reaktionskinetik, unter der Annahme, daß Teilchen des Zementgels unter Spannung Platzwechsel vornehmen können. Auf seine Ableitungen in /152/ wird verwiesen. Dannach erhält man folgenden Ausdruck für die Kriechdehnung (Grundkriechdehnung bei konstanter Temperatur):

$$\varepsilon_k(t) = a_0 \cdot t^b \cdot \exp \left[- \frac{Q}{R \cdot T_K} \right] \sinh \left[\frac{v}{R \cdot T_K} \sigma \right] \quad (8.23)$$

Hierin bedeuten:

Q : die zur Aktivierung von Platzwechseln erforderliche Energie

T_K : absolute Temperatur

R : universelle Gaskonstante

V : Aktivierungsvolumen für Platzwechsel

Für niedrige Beanspruchungsgrade und bei Zusammenfassung der Ausdrücke gibt Wittmann schließlich folgenden Ausdruck für die Kriechdehnung an:

$$\varepsilon_k(t) = a_0 \cdot t^b \cdot \sigma \quad (8.24)$$

wobei t als Zeit unter Belastung, nämlich $t - t_0$, zu verstehen ist. Berücksichtigt man dies in der bisher verwendeten Form, so erhält man schließlich:

$$\varepsilon_k(t, t_0) = a_0 \left(\frac{t - t_0}{t_k} \right)^b \sigma \quad (8.25)$$

mit $t_k \approx 1 \text{ h}$ zur Normierung, wenn t und t_0 in Stunden gezählt werden. Nun drängt sich der Vergleich mit Gl. (8.15) auf:

$$\varepsilon_k(t, t_0) = \frac{\sigma}{E(t_0)} \varphi(t, t_0) \quad (8.26)$$

Danach ist die Kriechfunktion mit Gl. (8.25):

$$\varphi(t, t_0) = a_0 E(t_0) \left(\frac{t - t_0}{t_k} \right)^b \quad (8.27)$$

Dieser Potenzansatz strebt für $t - t_0 \rightarrow \infty$ keinem Grenzwert zu. Er entspricht der Funktion 1 von Tab. 8.2. Wittmann hat festgestellt, daß die Faktoren a und b nicht vom Belastungsgrad, sondern nur von der Feuchte des Zementsteins abhängen. Bei Übertragung dieses Ansatzes, der für das Grundkriechen unter einem definierten, konstanten Feuchtezustand und für $T = 20^\circ \text{C} = \text{const}$ gilt, auf das hier relevante Grundkriechen des jungen Betons während der Erhärtung müssen a_0 und b auch in Abhängigkeit vom Hydratationsfortschritt ausgedrückt werden.

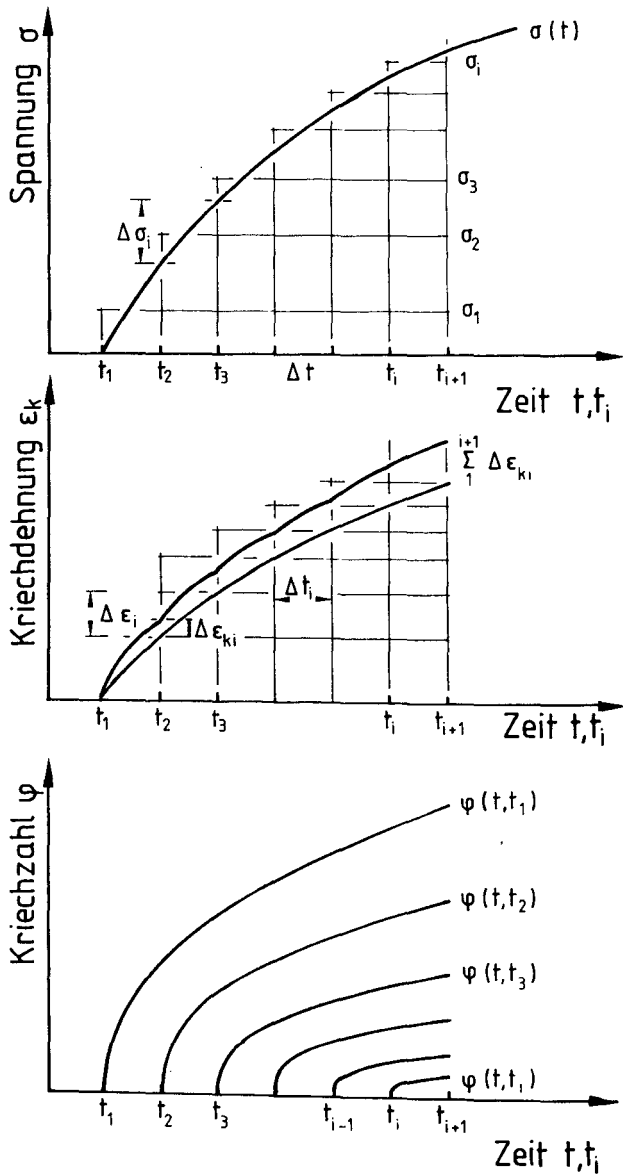


Abb. 8.12: Kriechdehnung bei veränderlicher Spannungsgeschichte und Superpositionsprinzip (schematisch)

Zur Formulierung der Dehnungsantwort auf eine beliebige Spannungsgeschichte $\sigma(t)$ wird das Boltzmann'sche Superpositionsprinzip der Span-

nungsstufenfunktionen gewählt. Mit Abb. 8.12 ist dann die Gesamtdehnung:

$$\varepsilon(t, t_0) = \int_{t_0}^t \frac{\partial \sigma(t_i)}{\partial t_i} \frac{1}{E(t_i)} \left[1 + a(t_i) E(t_i) \left(\frac{t - t_i}{t_k} \right)^{b(t_i)} \right] dt_i \quad (8.28)$$

Gl. (8.28) kann nur numerisch und schrittweise integriert werden.

8.5 Beschreibung der Relaxation

8.5.1 Vorbemerkung

Die phänomenologische Beschreibung der Relaxation unter einer einstufigen Dehnungsgeschichte $\varepsilon_0 = \text{const}$ zeigt Abb. 8.13. Die bezogene Restspannung wird beschrieben durch

$$\frac{\sigma(t)}{\sigma_0} = \psi(t, t_0) \quad (8.29)$$

mit $\psi(t, t_0)$ der Relaxationsfunktion.

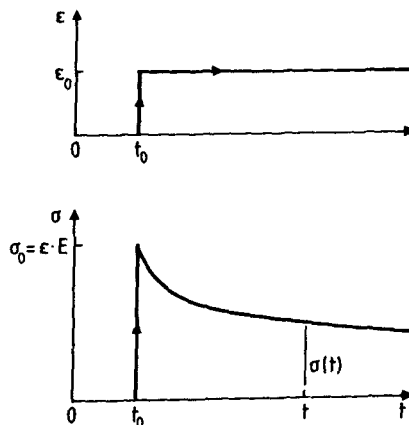


Abb. 8.13: Ablauf eines Relaxationsversuchs mit $\varepsilon_0 = \text{const}$.

- 172 -

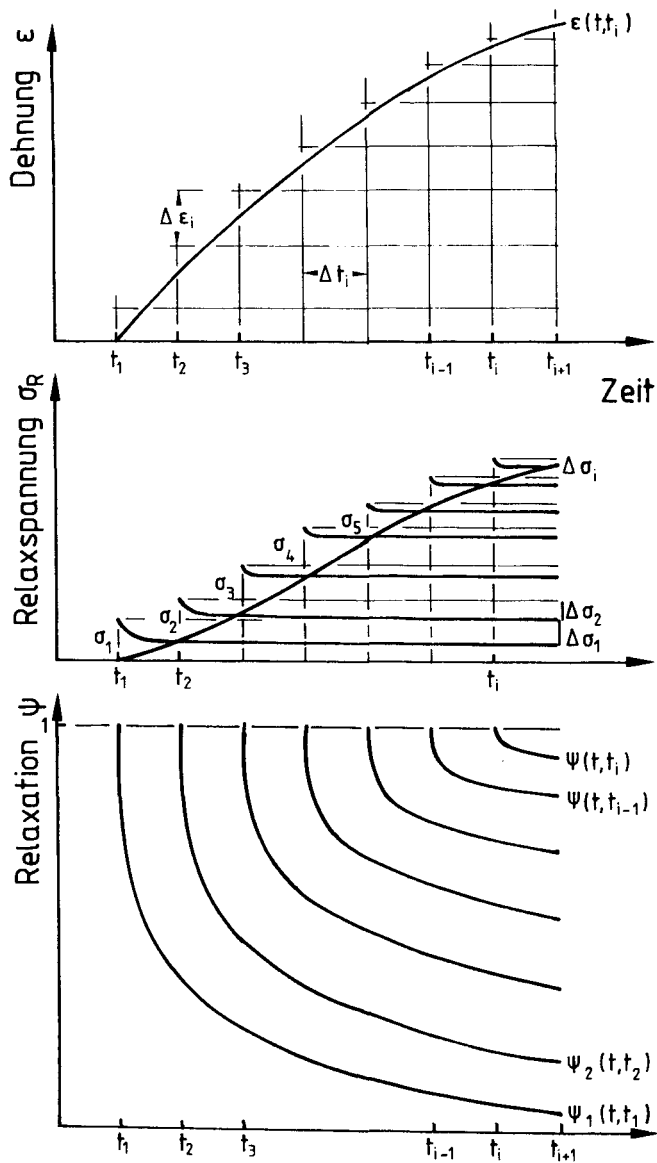


Abb. 8.14: Relaxationsspannung bei veränderlicher Dehngeschichte und deren Superposition (schematisch)

8.5.2 Funktionelle Beschreibung der Relaxation

Die Mechanismen der Kriechverformung sind auch die Ursache des Spannungsabfalls bei konstant gehaltener Verformung. Aus der Bedingung

$$\frac{d\varepsilon_0}{dt} = 0$$

im einstufigen Relaxationsversuch leitet Wittmann /152/ wegen

$$\frac{d\varepsilon_e(t)}{dt} = - \frac{d\varepsilon_k(t)}{dt} \quad (8.30)$$

folgenden auf Gl. (8.25) beruhenden Ansatz für die Relaxationsfunktion ab:

$$\psi(t, t_0) = \exp \left[- E(t_0) \cdot a_0 \left(\frac{t - t_0}{t_k} \right)^b \right] \quad (8.31)$$

Ebenso wie beim Ansatz der Kriechfunktion Gl. (8.28) für eine zeitveränderliche Spannungsgeschichte $\sigma(t)$, kann man nun eine Dehnungsgeschichte $\varepsilon(t)$ aufprägen und die resultierende Spannungsantwort nach dem Boltzmann'schen Prinzip anschreiben (Abb. 8.14):

$$\sigma(t, t_0) = \int_{t_0}^t \frac{\partial \varepsilon(t_i)}{\partial t_i} E(t_i) \exp \left[- E(t_i) a(t_i) \left(\frac{t - t_i}{t_k} \right)^{b(t_i)} \right] dt_i \quad (8.32)$$

8.6 Verifizierung der gewählten Ansätze, Parameterbestimmung

Sowohl für die Kriech- als auch für die Relaxationsfunktion Gl.n. (8.27) bzw. (8.31) werden die Parameter $E(t_i)$, $a(t_i)$ sowie $b(t_i)$ als Funktionen des Alters t_i bei Belastungsbeginn bzw. des Hydratationsgrads bei Erstbelastung ausgedrückt:

$$\begin{aligned} P_1(t_i) &= P_1(m_i) = E(t_i) \cdot a_0(t_i) \\ \text{und} \\ P_2(t_i) &= P_2(m_i) = b(t_i) \end{aligned} \quad (8.33)$$

Damit lautet die Kriechfunktion:

$$\varphi(t, t_i) = P_1(t_i) \left(\frac{t - t_i}{t_k} \right)^{P_2(t_i)} \quad (8.34)$$

und die Relaxationsfunktion:

$$\psi(t, t_i) = \exp \left[- P_1(t_i) \left(\frac{t - t_i}{t_k} \right)^{P_2(t_i)} \right] \quad (8.35)$$

mit:

$t - t_i$: Zeit unter Last; t, t_i reale Zeit (Alter) [h]

t_k : Zeitkonstante; 1 h [h]

P_1, P_2 : Parameter als Funktion des Alters

Die Parameter P_1 und P_2 wurden sowohl für die eigenen Zugrelaxationsversuche als auch für die Versuche von Rostásy und Alda /113/ durch nichtlineare Regression bestimmt. Die gewählten Ansätze zeigen geringe Abweichungen zu den Messungen. Es wird auch die Spannungsrelaxation unmittelbar nach Aufbringen der Spannung gut beschrieben, obwohl sich gerade im Anfangsstadium der Spannungsaufbringung die Werte besonders stark ändern.

Trägt man nun die Parameter P_1 und P_2 über dem Betonalter auf, so ergeben sich die in Abb. 8.15 dargestellten Streubänder für P_1 bzw. P_2 . Die Parameterstudie, die auch Regressionsparameter für ältere Zugrelaxationsversuche von Rostásy und Alda /113/ enthält, zeigt einen nichtlinearen Zusammenhang zwischen Betonalter und den Parametern p .

Die abnehmende Krümmung der Parameterstreubänder mit dem Alter deuten auf eine Abhängigkeit vom Hydratationsgrad hin. Ausgehend von den relativ einfachen Zusammenhängen zwischen den Festigkeitseigenschaften β_Z , β_D , E_Z und dem Hydratationsgrad m wurden in Abb. 8.16 auch die Relaxationsparameter über m aufgetragen. Die Streubänder in Abb. 8.16 zeigen einen linearen Zusammenhang zwischen P_1 bzw. P_2 und dem Hydratationsgrad m mit den Geradengleichungen:

$$P_1 = 0,34 - 0,37 \cdot m(\tau_w) \quad (8.36)$$

und

$$P_2 = 0,55 - 0,48 \cdot m(\tau_w)$$

(8.37)

Der Gültigkeitsbereich wird mit $0,17 \leq m \leq 0,9$ abgesteckt und deckt damit den Bereich des jungen Betons vollständig ab.

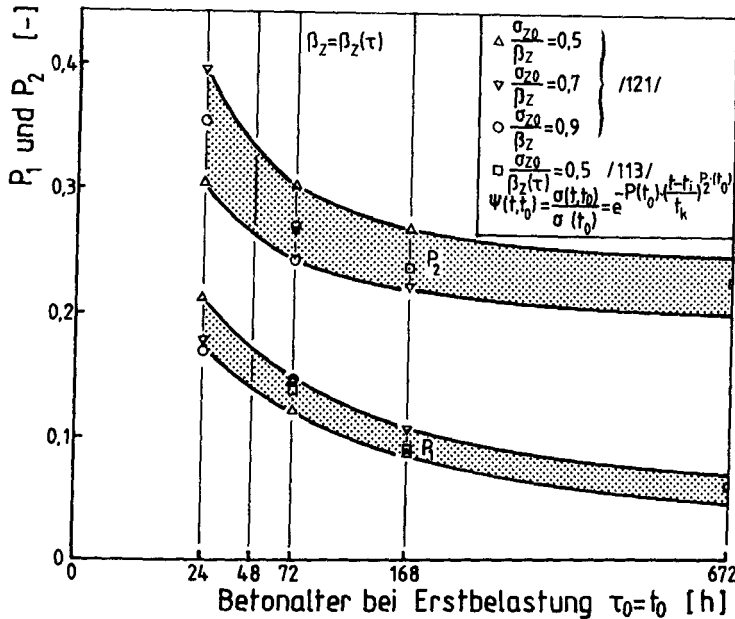


Abb. 8.15: Abhängigkeit der Relaxationsparameter P_1 und P_2 vom Betonalter bei Erstbelastung

In den Abb. 8.17 und 8.18 werden einige der gemessenen Relaxationskurven dem Berechnungsergebnis mit dem Relaxationsansatz gegenüber gestellt. Es zeigt sich eine gute Übereinstimmung zwischen den gemessenen und berechneten Relaxationswerten. Es fällt auf, daß der Belastungsgrad keinen feststellbaren Einfluß auf die Zugrelaxation ausübt. Dies ist sicherlich im nahezu linearen Zusammenhang zwischen Zugspannung und Zugdehnung im aufsteigenden Ast der σ_z - ϵ_z -Linie begründet.

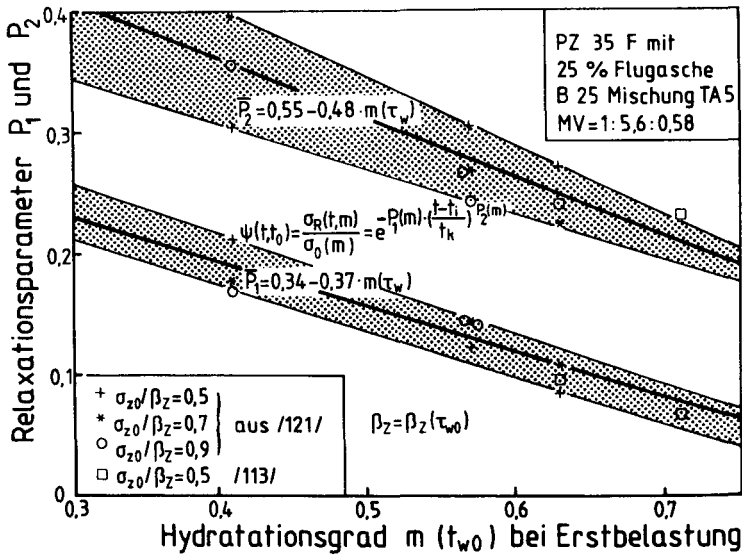


Abb. 8.16: Abhängigkeit der Relaxationsparameter P_1 und P_2 vom Hydratationsgrad bei Erstbelastung

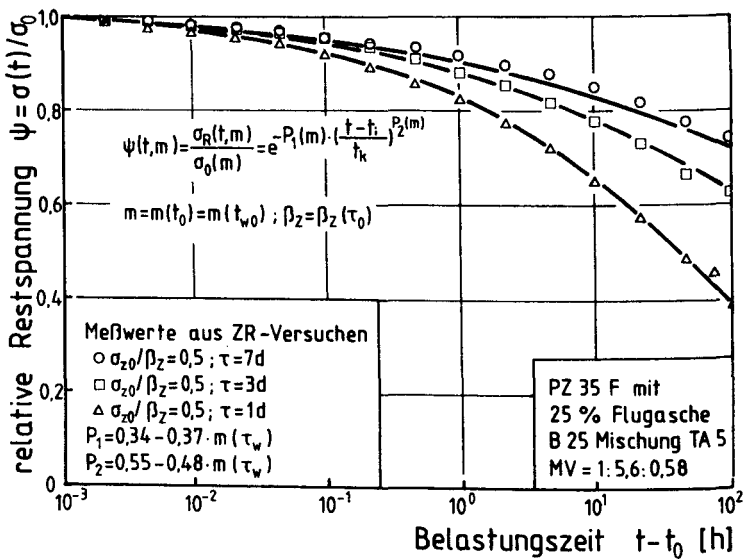


Abb. 8.17: Vergleich der gemessenen und der theoretischen Zugrelaxation (Beanspruchungsgrad 0,5)

Für den gewählten Ansatz Gl. (8.35) ergibt sich eine Relaxationskurvenschar mit m als Parameter die theoretisch dem Grenzwert $\sigma_R/\sigma_0 = 0$ zustrebt. Die Parameterstudie zeigt deutlich, daß die Spannung um so schneller abgebaut wird, je geringer der Hydratationsgrad bei Belastungsbeginn ist.

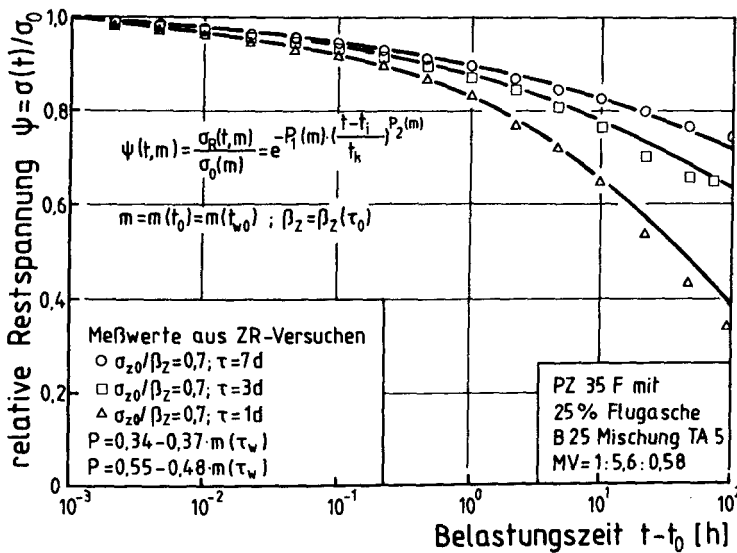


Abb. 8.18: Vergleich der gemessenen und der theoretischen Zugrelaxation (Beanspruchungsgrad 0,7)

Aufgrund der vorstehenden Überlegungen werden der Kriech- und der Relaxationsansatz wie folgt dargestellt:

$$\varphi(t, t_i) = P_1(m_i) \left(\frac{t - t_i}{t_k} \right)^{P_2(m_i)} \quad (8.38)$$

und

$$\psi(t, t_i) = \exp \left[- P_1(m_i) \left(\frac{t - t_i}{t_k} \right)^{P_2(m_i)} \right] \quad (8.39)$$

8.6.1 Rechnerischer Vergleich der gemessenen Kriechverformungen

In Abschnitt 8.4.3 wurde mit Gl. (8.27) ein Potenzgesetz für die Zeitabhängigkeit des Kriechens abgeleitet. Zugkriechmessungen an konserviert gelagerten Proben wurden in Abschnitt 7.3.4.1 beschrieben. Die Übertragbarkeit der Relaxationsparameter auf die Kriechversuche wird in Abb. 8.19 punktuell dargestellt. Es zeigt sich, daß dieser Ansatz zumindest für die hier dargestellten Kriechversuche angewandt werden kann. Ein Vergleich mit den wenigen anderen Zugkriechversuchen aus der Literatur läßt sich nur schwer durchführen, da über die Erhärtungsfunktion und damit den Hydratationsgrad bei Beanspruchungsbeginn kaum Informationen vorliegen.

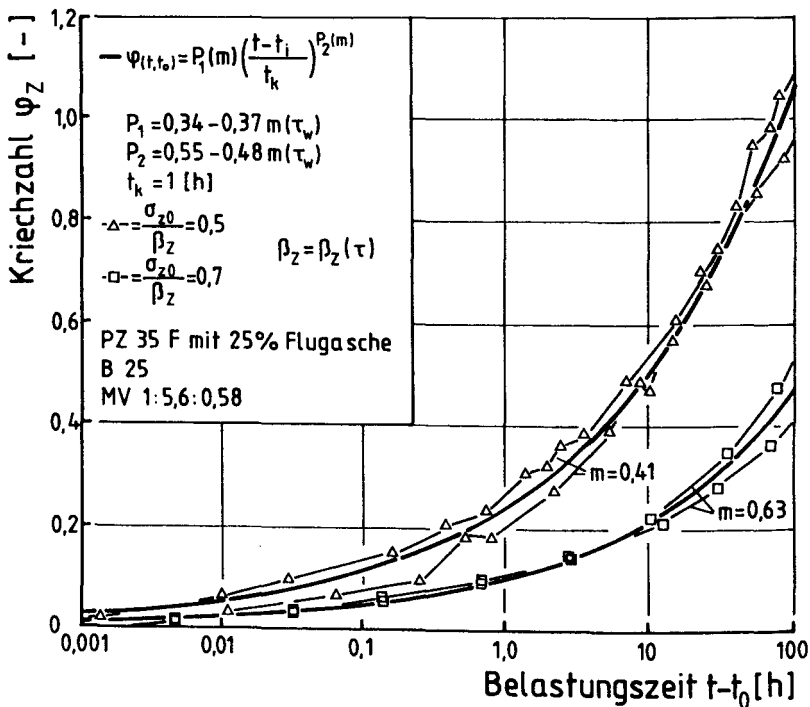


Abb. 8.19: Vergleich der gemessenen Kriechverformung mit dem hydrationsgradabhängigem Kriechansatz

8.7 Spannungs-Dehnungslinie des gezogenen Betons

8.7.1 Struktur und Tragmodelle

Betrachtet man den Beton als Zweiphasenstoff aus Zementstein (Matrix) und Zuschlag, so hängt sein Tragverhalten von den Verformungseigenschaften beider Komponenten und deren Anteil ab. Die Zuschläge von Normalbeton besitzen dabei ein zeitunabhängiges Verformungsverhalten. Dagegen zeigt der Zementstein wegen der durch den Erhärtungsprozeß bedingten Altersentwicklung und wegen seiner Viskoelastizität ein sowohl alters- als auch zeitabhängiges Verhalten. Aus der Makrostruktur des Betons lassen sich zwei ideale Tragmodelle ableiten, die zu einem oberen bzw. unteren Grenzwert der Steifigkeit führen (s. Abb. 8.20). Dabei ist bei Normalbeton die Steifigkeit der Zuschläge i.d.R. deutlich größer als die des Zementsteins.

Bei der ersten Idealvorstellung stehen sämtliche Zuschlagkörner in Kontakt. Der Zementstein füllt lediglich die Hohlräume zwischen den Zuschlagkörnern aus. Die Lastabtragung erfolgt dadurch hauptsächlich über das Korngerüst. Zuschlag und Zementstein erfahren zwangsläufig dieselbe Dehnung. Die Spannungen beider Komponenten stehen folglich im Verhältnis ihrer Steifigkeiten zueinander. Dieses Strukturmodell wird in /24/ mit "fully contiguous model" gekennzeichnet. Daneben sind auch die Bezeichnungen "ideal steif" /41/ und "composite hard" /56,86/ gebräuchlich.

Beim zweiten idealisierten Modell sind die Zuschlagkörner in der Matrix eingebettet und vollständig vom Zementstein umhüllt. Dadurch stellt sich bei der Belastung eine über den gesamten Querschnitt konstante Spannung ein. Dementsprechend verhalten sich hier die Dehnungen beider Komponenten umgekehrt proportional wie ihre Steifigkeiten zueinander. Dieses in /24/ als "model with zero contiguity" benannte Strukturmodell ist auch unter den Materialbezeichnungen "ideal weich" /41/ und "composite soft" /56,86/ bekannt.

Das Modell des "ideal steifen" Betons läßt sich mit den beiden vertikalen Schichten durch parallel geschaltete Federn ersetzen. Unter der Annahme gleicher Dehnungen der Komponenten

$$\frac{\sigma_m}{E_m} = \varepsilon_m = \varepsilon = \varepsilon_g = \frac{\sigma_g}{E_g} \quad (8.40)$$

ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung

$$\sigma_m \cdot V_m + \sigma_g \cdot V_g = \sigma \quad (8.41)$$

mit

$$V_g = 1 - V_m$$

der als oberen Grenzwert anzusehende E-Modul des Betons zu

$$E_b = E_m \cdot V_m + E_g \cdot (1 - V_m) \quad (8.41)$$

Das Modell des "ideal weichen" Betons mit den horizontalen Schichtungen oder zwei in Reihe geschalteten Federn hat die Voraussetzung gleicher Spannungen:

$$E_m \cdot \varepsilon_m = \sigma_m = \sigma = \sigma_g = E_g \cdot \varepsilon_g \quad (8.42)$$

Mit der Gesamtverformung als Summe der Einzelverformungen

$$\varepsilon_m \cdot V_m + \varepsilon_g \cdot V_g = \varepsilon \quad (8.43)$$

mit

$$V_g = 1 - V_m$$

erhält man den als unteren Grenzwert bezeichneten gemeinsamen E-Modul zu

$$E_b = \frac{1}{\frac{V_m}{E_m} + \frac{1 - V_m}{E_g}} \quad (8.44)$$

Das wirkliche Tragverhalten des Betons entspricht beiden Idealvorstellungen nur zum Teil. Der tatsächliche E-Modul liegt folglich zwischen den beiden Extremwerten, so daß aus einer Reihenschaltung der beiden Grundmodelle der resultierende E-Modul zu

$$E_b = \frac{1}{\frac{\lambda}{E_m \cdot V_m + E_g (1 - V_m)} + (1 - \lambda) \cdot \left(\frac{V_m}{E_m} + \frac{1 - V_m}{E_g} \right)} \quad (8.45)$$

definiert werden kann, wobei $\lambda (\leq 1)$ angibt, ob das Tragverhalten zum steiferen oder weicheren Beton neigt ($\lambda = 1 =$ ideal steif, $\lambda = 0 =$ ideal weich).

Mit diesem Modell könnte das Tragverhalten aus den Volumenanteilen und der Kornzusammensetzung formuliert werden, wenn nicht das Verformungsverhalten bei höherer Beanspruchung des Betons zusätzlich von Mikrorissen beeinflusst würde.

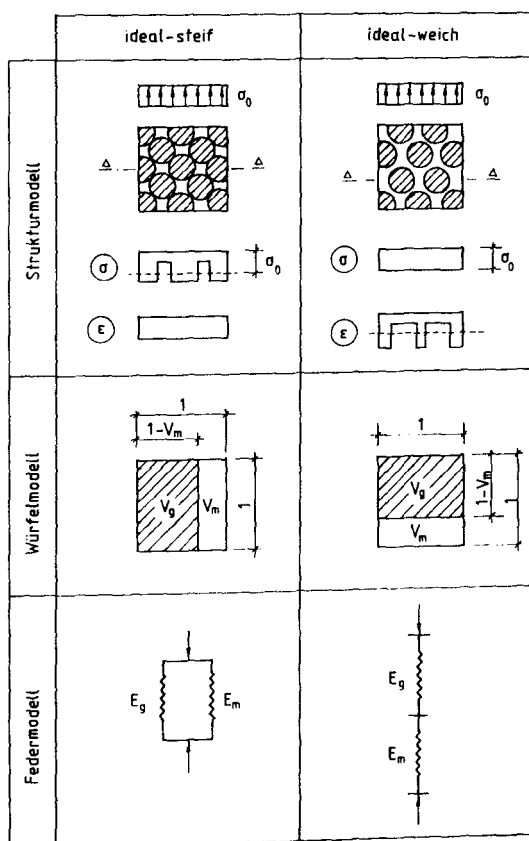


Abb. 8.20: Strukturmodelle des Betons

Die Mikrorißbildung wird überwiegend durch örtliche Zugbeanspruchung (Äquatorbereiche der Körner) im Innern des Betons und den Verlust des

Haftverbundes zu den Zuschlagkörnern oder durch Überschreiten der Zementsteinzugfestigkeit hervorgerufen. In /49/ werden verschiedene Arten von Mikrorissen nach dem Zeitpunkt ihres Entstehens unterschieden. Danach kommt es bereits im unbelasteten Zustand zu einer feinen Ribbildung im Betongefüge durch Schwind- und Temperaturverformungen. Als wichtig sei noch folgende Tatsache herausgestellt: Mikrorisse wirken sich nicht nur auf das Kurzzeitverhalten des Betons aus, sondern sie tragen auch beim Langzeitverhalten zu irreversiblen Kriechverformungen bei.

Die unterschiedlichen Steifigkeiten der Komponenten und die frühe Mikroribbildung an den Korngrenzen führen zu der Erkenntnis, daß sich aus einem Werkstoffmodell keine zutreffenden Spannungsverformungslinien entwickeln lassen. Aus diesem Grund wurde hier ein halbempirischer Weg gewählt.

8.7.2 Entwicklung der Zugbruchdehnung

Die Bruchdehnung des jungen Betons ist eine alters- und dehngeschwindigkeitsabhängige Größe. Mit Beginn des Erstarrens und Erhärtens sinkt die anfangs sehr große plastische Kurzzeitverformbarkeit des noch plastischen Betons nach etwa 4 bis 12 Stunden auf ein Minimum ($\epsilon_p = 0,04 + 0,07 \text{ ‰}$) ab, das in etwa mit dem Beginn der Festigkeitsentwicklung zusammenfällt. Anschließend steigt sie wieder geringfügig mit dem Betonalter auf einen Wert von ca. $0,1 \text{ ‰}$ nach 28 Tagen an.

Die Bruchdehnung des Betons ist bei Langzeitbeanspruchung ebenso wie nach einer Vorbelastung im jungen Alter erheblich größer als bei Kurzzeitbeanspruchung. Durch Kriechvorgänge, die gleichzeitig mit der Spannungsrelaxation ablaufen, werden bei langsamer Beanspruchung die Bruchdehnungen erheblich größer als im Kurzzeitversuch. Abb. 8.21 zeigt den Zuwachs an Zugbruchdehnung in prinzipieller Darstellung für verschiedene Belastungsgeschwindigkeiten. Aussagen über das Maß der Zugbruchdehnung bei langsamen Belastungsgeschwindigkeiten lassen sich nur aus Versuchen ableiten.

In eigenen Versuchen wurde dieser Geschwindigkeitseinfluß untersucht. Mit der Annahme, daß dieser etwa affin zum Zugkriechen erfolgt, erhält man die Zugbruchdehnung bei verzögertem Spannungsaufbau aus dem

Kriechverhalten. Geht man von einem 12 Stunden alten Beton aus und beansprucht diesen mit $\dot{\epsilon} = 0,002 \text{ } ^\circ/\text{oo}/\text{h}$, so ergibt sich:

$$\epsilon_{pv}(t, t_0) = \epsilon_p (1 + \varphi(t, t_0)) = \epsilon_p \cdot \left(1 + p_1 \cdot \left(\frac{t - t_0}{t_k}\right)^{p_2}\right) \quad (8.46)$$

mit:

$$\begin{array}{ll} \epsilon_p: & 0,062 \cdot 10^{-3} \quad [-] \\ p_1: & 0,25 \quad [-] \\ p_2: & 0,43 \quad [-] \\ t - t_0 \approx & 68 \quad [\text{h}] \end{array}$$

ergibt sich:

$$\epsilon_{pv}(68, 12) = 0,157 \cdot 10^{-3} \quad [-]$$

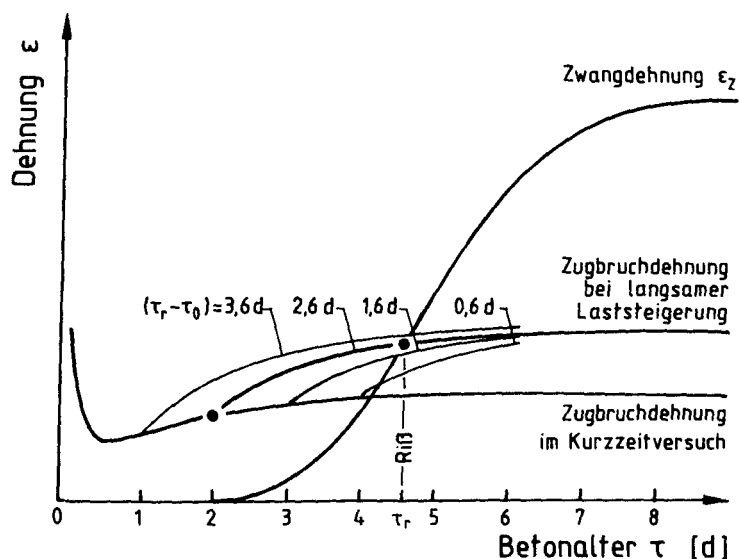


Abb. 8.21: Prinzipielle Darstellung der Bruchdehnungszunahme für unterschiedliche Belastungsgeschwindigkeiten /58/

Der hier überschlägig ermittelte Bruchdehnungszuwachs aus dem Kriechansatz von 253 % liegt über dem Zuwachs aus den Messungen /121/ mit 228 % (s. Abb. 7.23). Bei schrittweiser Berechnung bei stetig wachsender Spannung ist mit kleineren Bruchdehnungszunahmen zu rechnen, weil die Parameter p_1 und p_2 mit dem Alter kleiner werden. Für

numerische Berechnungen wurde zur Vereinfachung folgende empirische Funktion (Abb. 8.22) ermittelt, die die Bruchdehnung in Abhängigkeit von Dehngeschwindigkeit und Hydratationsgrad erfaßt:

$$\varepsilon_p = a_\varepsilon \cdot m + \frac{b_\varepsilon}{\dot{\varepsilon}} - c_\varepsilon \cdot \frac{m}{\dot{\varepsilon}} + d_\varepsilon \quad (8.47)$$

mit:

a_ε :	$9,2 \cdot 10^{-5}$	$[-]$
b_ε :	$4,0 \cdot 10^{-10}$	$[h^{-1}]$
c_ε :	$6,0 \cdot 10^{-10}$	$[h^{-1}]$
d_ε :	$3,6 \cdot 10^{-5}$	$[-]$

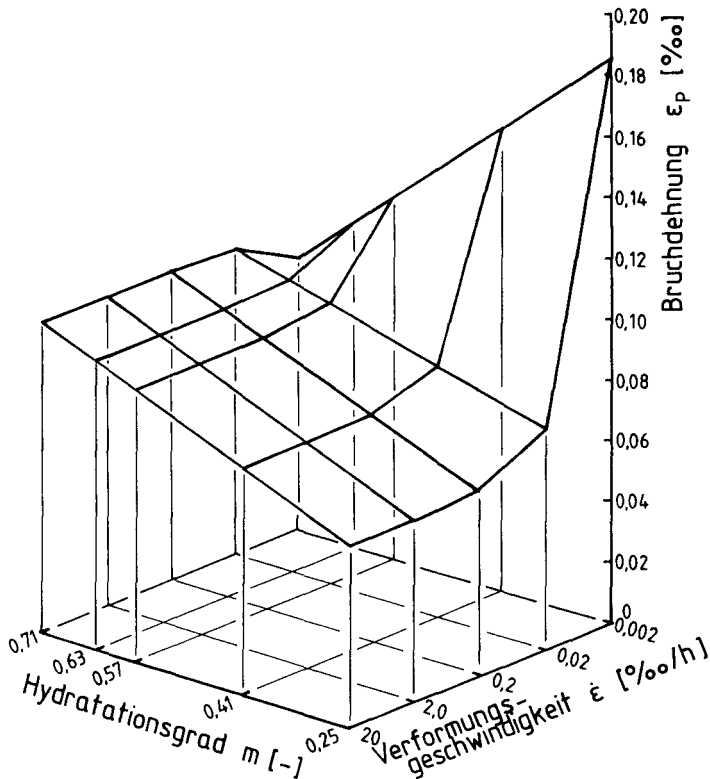


Abb. 8.22: Bruchdehnung in Abhängigkeit von der Verformungsgeschwindigkeit und dem Hydratationsgrad

Der Gültigkeitsbereich wird mit

$$0,17 \leq m \leq 0,85 \quad [-]$$

und

$$0,002 \cdot 10^{-3} \leq \dot{\epsilon} \leq 20 \cdot 10^{-3} \quad [h^{-1}]$$

abgesteckt. Eine Bestätigung dieses empirischen Ansatzes für andere Betone ist noch erforderlich.

8.7.3 Beschreibung der vollständigen σ - ϵ -Linie

Eine konstitutive Beziehung, die die Zugdehnung einschließlich mit dem Kriechen beschreiben kann, wurde von /10/ vorgeschlagen. In diesem Modell werden die elastische Dehnung, die Dehnung im Nachbruchbereich (strain softening) und die Kriechdehnung als additive Elemente einbezogen. Für die einachsige Zugbeanspruchung kann man dann schreiben:

$$\epsilon = \epsilon_e + \epsilon_k + \epsilon_{pr} + \epsilon_0 \quad (8.48)$$

wobei ϵ die Gesamtdehnung, ϵ_e die elastische, ϵ_k die inelastische Dehnung, ϵ_{pr} die elastoplastische Prozeßzonendehnung und ϵ_0 die lastunabhängigen Dehnungen umfassen. Nach Bazant und Chern können die viskoelastischen Dehnungsanteile entsprechend Abb. 8.23 als nichtlineare Maxwell-Elemente modelliert werden. Die Maxwellelemente repräsentieren den intakten Beton zwischen Mikrorissen und das Verweichungselement ϵ_{pr} den Betonanteil, in dem die Mikrorißbildung stattfindet. Die Verformungskennlinie, Abb. 8.24, wird in zwei Bereiche unterteilt. Bereich 1 erstreckt sich bis zum Erreichen des Spannungsmaximums σ_p (Zugfestigkeit β_Z). In diesem Bereich kann die Zugspannung als Funktion der Dehnung aufgefaßt werden, die sich bis $0,5 \sigma_p$ aus den elastischen Dehnungen ϵ_e und der inelastischen Dehnung ϵ_k zusammensetzt. Oberhalb von $0,5 \sigma_p$ treten zusätzlich elastoplastische Verformungen ϵ_{pr} infolge Mikrorißbildung in der Rißprozeßzone auf. Bereich 2 erstreckt sich über das anschließende Nachbruchverhalten.

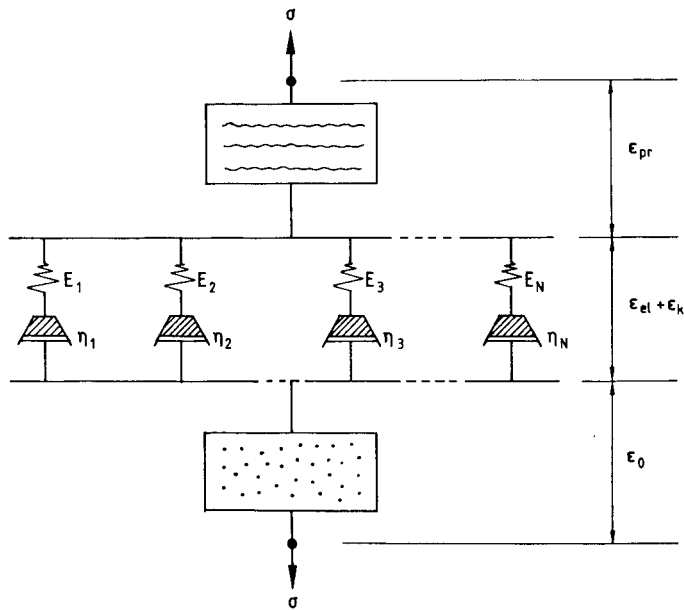


Abb. 8.23: Rheologisches Modell zur Beschreibung eines eindimensionalen Betonzugstabes /11/

Die Funktionen zur Beschreibung der vollständigen Spannung-Verformungslinie teilen sich in den aufsteigenden und abfallenden Ast der σ - ϵ -Linie. Der aufsteigende Ast wird wie folgt beschrieben:

$$\sigma = \sigma_p \cdot \left(1 - \left(1 - \frac{\epsilon}{\epsilon_p} \right)^{b_{pr}} \right) \quad (8.49)$$

darin bedeutet:

$$b_{pr} = \frac{\ln 0,5}{\ln \left(1 - \frac{\sigma_p}{2 \cdot E \cdot \epsilon_p} \right)} \quad (8.50)$$

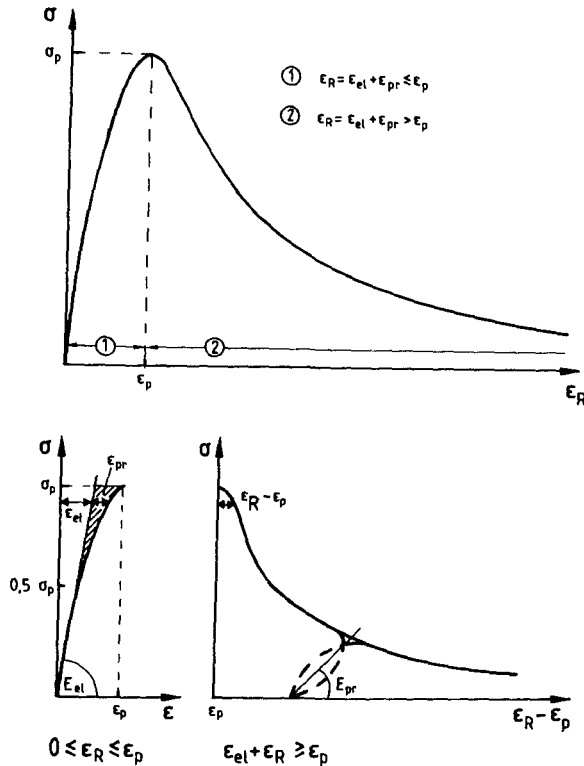


Abb. 8.24: Vollständige Spannungsverformungslinie (schematisch) mit den einzelnen Bereichen bei Kurzzeitbelastung

Die Funktion wurde ausgehend von einem Ansatz von Gopalaratnam und Shah /50/ weiterentwickelt. Der Exponent b_{pr} stellt darin das Verhältnis der Sekantenmoduln zwischen 0 und $0,5 \sigma_p$ bzw. 0 und σ_p dar. Er gibt Aufschluß über den Grad der Abweichung vom linear elastischen Verhalten. Die Funktion läßt sich somit durch den E-Modul, das Spannungsmaximum σ_p und die Zugbruchdehnung ϵ_p genau beschreiben. In Abb. 8.25 sind Meßkurven aus Kurzzeitzugversuchen ($\dot{\epsilon} = 20 \text{ } ^\circ/\text{oo}/\text{h}$) diesem Ansatz gegenübergestellt.

Für den abfallenden Ast wird die Zugspannung häufig als Funktion der Rißöffnung angegeben, die sich als Subtraktion der mittleren Gesamtverformung über dem Rißquerschnitt und der Verformung im ungerissenen Bereich ergibt. Ausgangspunkt für diese Überlegungen ist das von Hil-

lerborg /59/ als "Fictitious Crack Model" (FCM) entwickelte Modell, das die Vorgänge im unmittelbaren Rißbereich wie folgt beschreibt.

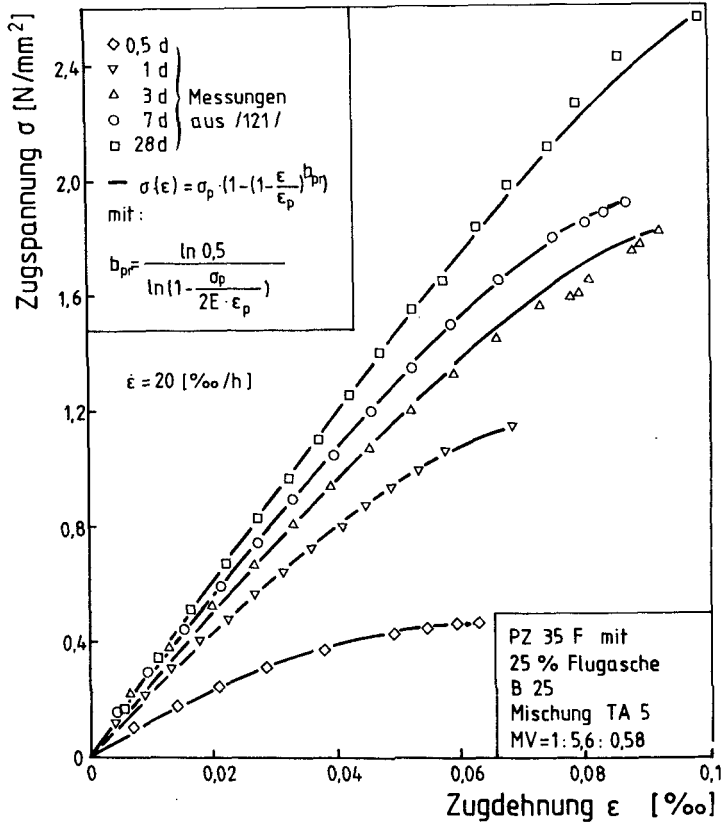


Abb. 8.25: Spannung-Dehnungslinie von zentrisch gezogenem Beton bei Kurzzeitbelastung. Vergleich von Meß- und Rechenwerten

Für das Versagen eines Betonquerschnitts unter Zugbeanspruchung ist die Bildung von Mikrorissen verantwortlich. Beobachtungen im Experiment belegen, daß selbst dann, wenn durch das Zusammenwachsen von Mikrorissen ein mit bloßem Auge erkennbarer Trennriß entstanden ist, der Beton noch über ein beachtliches Zugtragvermögen verfügt.

Die Vorgänge, welche die Entstehung eines Risses sowie dessen Fortpflanzung über den Querschnitt bedingen, sind für den Werkstoff Beton nicht eindeutig lokal zu fixieren. Zur Verdeutlichung der Situation in

diesem Bereich möge die Abb. 8.26 dienen. Auf der einen Seite wird die Rißprozeßebene durch die Lage der im Rißquerschnitt maximalen, auf dem Niveau der Betonzugfestigkeit liegenden, Zugspannung begrenzt. Der Punkt, an dem die übertragbare Spannung gegen Null geht, der also die absolute Werkstofftrennung markiert und somit am ehesten mit der Bezeichnung Rißspitze im herkömmlichen Sinne korrespondiert, kann als Grenze der bisher noch unerforschten Rißprozeßzone aufgefaßt werden.

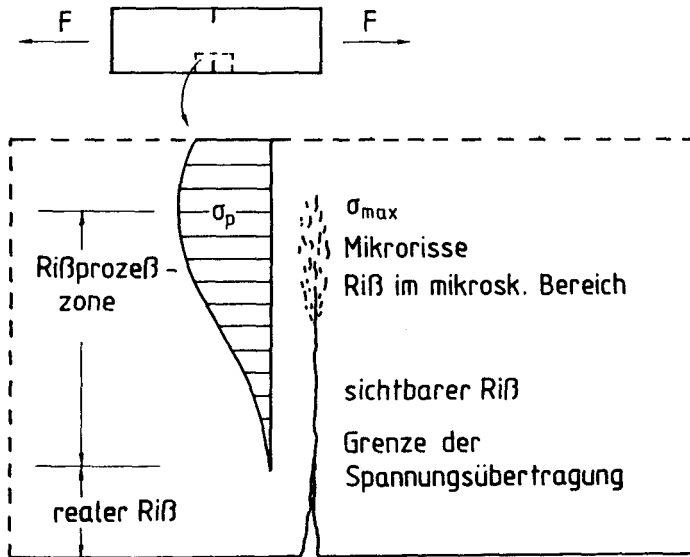


Abb. 8.26: Ausdehnung der Rißprozeßzone und angenommene Spannungsverteilung

Da der Riß in der Prozeßzone aber nicht aus einem diskreten Riß, sondern aus einer Anhäufung von Mikrorissen besteht, kann man die Verformung in diesem Bereich auch als mittlere Dehnung in der Prozeßzone auffassen; vorausgesetzt, man kennt die Ausdehnung der Rißprozeßzone. Für den Fall, daß die Rißprozeßzone im Versuch kleiner als die Verformungsmeßlänge ist, läßt sich nach /10/ die Prozeßzonendehnung aus folgendem Zusammenhang und mit Abb. 8.27 wie folgt ermitteln:

$$\epsilon_{pr}(\sigma) = \frac{1}{l_{pr}} [l_{ges} \cdot \epsilon_{ges}(\sigma) - (l_{ges} - l_{pr}) \epsilon_e(\sigma)] \quad (8.50)$$

mit

l_{pr} :	Prozeßzonenlänge	[mm]
ϵ_{pr} :	Prozeßzonendehnung	[-]
l_{ges} :	Meßlänge $> l_{pr}$	[mm]
ϵ_{ges} :	Gesamtedehnung der Meßlänge	[-]
ϵ_{el} :	elastische Dehnung außerhalb der Prozeßzone	[-]

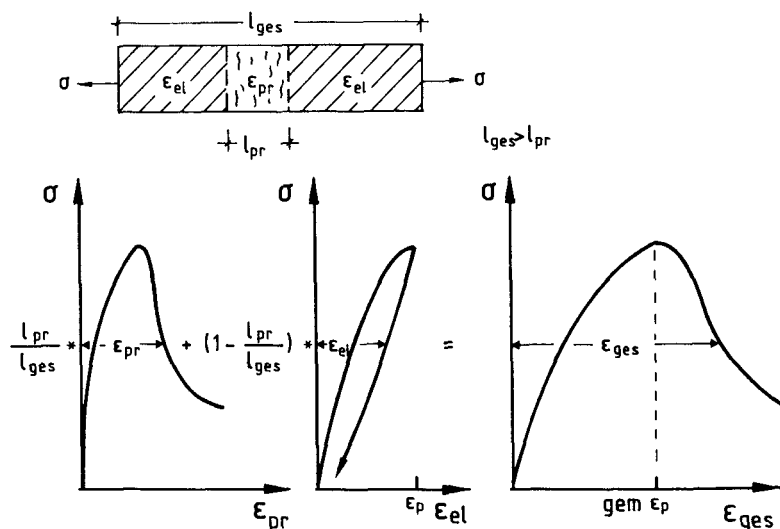


Abb. 8.27: Zusammenhang zwischen gesamter Dehnung, elastischer Dehnung und Prozeßzonendehnung (Meßlänge umfaßt die gesamte Prozeßzone ein)

Die Prozeßzonenlänge wird in der Literatur /41/ allgemein zu 2 - 3 mal dem Größtkorndurchmesser $\max D_k$ des Zuschlags angenommen, was sich auch in den eigenen ESPI-Aufnahmen (s. Abschn. 7.3.5.2) bestätigte. Hier wurde die mittlere Prozeßzonenlänge zu $2,7 \cdot \max D_k = 16 \text{ mm}$ ermittelt.

Wenn bei bruchmechanischen Versuchen die Prozeßzonenmeßaufnahme nicht die vollständige Prozeßzone erfaßt, kann man sich mit folgender Näherung helfen:

stellende Beschreibung des gesamten Verformungsbereichs bei dehnge-
steuerten Versuchen einschließlich des abfallenden Astes wird sowohl
in der von Sargin /125/ als auch in der von Popovics /90/ angegebenen
Beziehung gegeben. Den folgenden Berechnungen wird die SDL-Formu-
lierung aus /90/ zugrunde gelegt. Zwischen den Versuchswerten ver-
schiedener Autoren und den entsprechenden berechneten Werten ergibt
sich für unterschiedliche Probenalter, Wasser/Zement-Faktoren und Fe-
stigkeiten insbesondere im abfallenden Ast des dehnungsgesteuerten
Versuchs gute Übereinstimmung sowohl im Druck- als auch im Zugbereich.
Für den Zugbereich ergibt sich folgender formaler Zusammenhang:

$$\sigma = \frac{\sigma_p}{\varepsilon_p} \cdot \varepsilon \cdot \frac{a_{pr}}{a_{pr} - 1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_p}\right)^{a_{pr}}} \quad [\text{N/mm}^2] \quad (8.52)$$

Der Parameter a_{pr} läßt sich als Funktion der Verformungsgeschwindig-
keit $\dot{\varepsilon}$ und des Hydratationsgrads m ausdrücken zu

$$a_{pr} = (2,7 \cdot m^2 + 114 \cdot 10^3 \cdot \left(\frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_k}\right)^2 + 1,5)^{0,5} \quad [-] \quad (8.53)$$

mit:

$$\dot{\varepsilon}_k = 1 = [1/\text{h}]$$

Die Gültigkeitsbereiche werden mit $0,25 \leq m \leq 0,71 [-]$ und $0,002 \leq \dot{\varepsilon} \leq 2,0 [^\circ/\text{oo}/\text{h}]$ abgegrenzt. In Abb. 8.29 sind die maßgebenden Ein-
flüsse, Hydratationsgrad und Verformungsgeschwindigkeit, auf die
Prozeßzonendehnung dargestellt.

Der Ansatz Gl. (8.52) hat sich nach vorherigen Untersuchungen der bis-
her bekannten Ansätze von Reinhardt /96/, Shah /129/, Eligehausen
/42/, Bazant /11/ usw. als jener erwiesen, der die σ - ε -Linie in Abhän-
gigkeit vom Betonalter und von der Dehngeschwindigkeit am besten be-
schreiben kann.

Die komplexen, wenig bekannten Einflüsse aus Kriech- bzw. Relaxations-
verhalten und Verformungsgeschwindigkeit im Nachbruchverhalten können
durch entsprechende Wahl des Parameters a_{pr} für die maßgebenden Berei-
che im jungen Beton mit guter Näherung durch Gl. (8.53) beschrieben
werden.

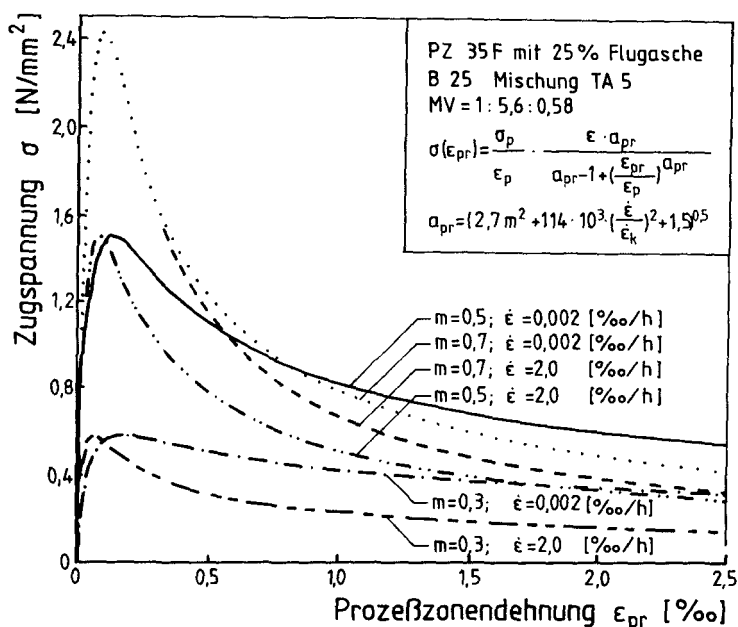


Abb. 8.29: Rechnerische Prozeßzonendeckung in Abhängigkeit von Hydrationsgrad m und Verformungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$

Wie gut sich der gewählte Ansatz der Entfestigungsfunktion zur Simulation bruchmechanischer Versuche eignet, sei in der Abb. 8.30 im Vergleich mit ausgewählten Versuchsergebnissen anderer Autoren aufgezeigt. Hier werden die berechneten Prozeßzonendeckungen den an älteren Betonen gemessenen von Petersson /160/, Reinhardt /60/ und Shah, Gopalaratnam /50/ gegenübergestellt. Der gewählte Ansatz kann die Meßwerte gut beschreiben.

Materialien mit ausgeprägtem Bruchverhalten zeigen die Eigenschaft, daß ihre Steifigkeit mit dem Bruchfortschritt abnimmt. Wenn die Rißflanken völlig glatt, ohne Verzahnung und Rauigkeit wären und wenn die Stoffmatrix ideal-elastisch, ohne nichtlineare Bereiche an der Rißspitze, wäre, dann würde die Entlastungslinie parallel zur aufsteigenden Spannungsverformungslinie bis zum Ursprung zurücklaufen. Versuche zeigen, daß dies nicht so ist. Der Anfangsbereich des Entlastungsastes ist viel steiler als die Sekante an die gesamte Entlastungslinie, obwohl insgesamt die Steifigkeit, verglichen mit dem aufsteigenden Ast, viel kleiner ist. In Abb. 8.31 wird dieses Verhalten an einem

Beispiel aus eigenen Versuchen gezeigt. Ähnliche Verläufe konnten auch in der Literatur /160, 96/ beobachtet werden.

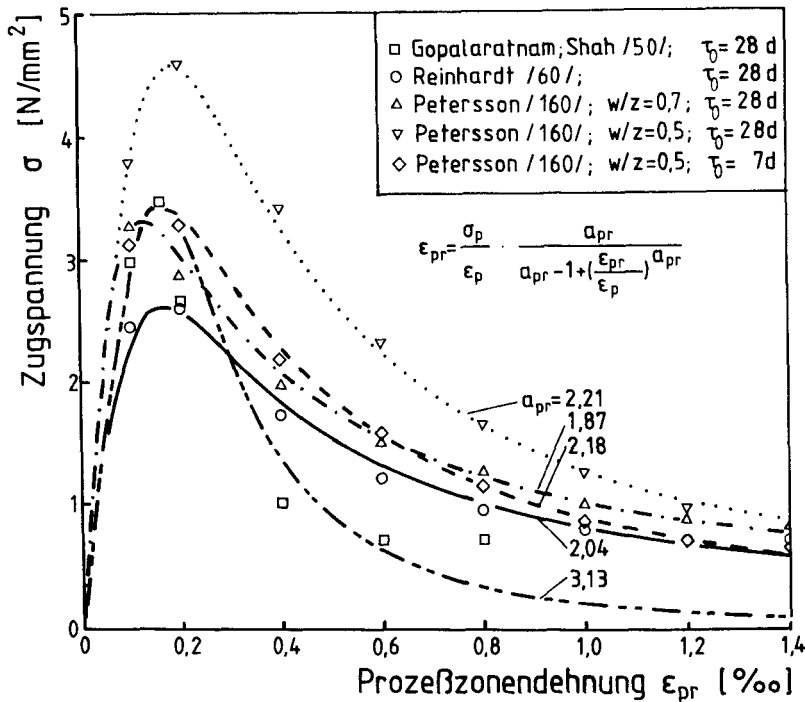


Abb. 8.30: Vergleich des eigenen Ansatzes mit Meßwerten anderer Autoren

Während des Entlastens wird das Material zunehmend steifer, es kann unter Umständen seine Ausgangssteifigkeit wiedergewinnen. Dies zeigt sich besonders deutlich, wenn die Spannung in den Druckspannungsbereich überwechselt. Die Steifigkeitszunahme kann mit unvollständiger Rückverformung in den Rißflanken durch Rauigkeit und Gefügelockerungen sowie Nichtlinearitäten der Rißspitze erklärt werden. Um dieses nichtlineare Verhalten genauer zu beschreiben sind aufwendige Algorithmen erforderlich. Für Spannungsbetrachtungen im massigen jungen Beton ist ein linearisierter Ent- und Wiederbelastungsverlauf mit konstantem E-Modul für einen Zyklus ausreichend genau. Wenn man eine Sehne durch die Schnittpunkte der Entlastungsschleife legt, so läßt sich ihre Steigung durch

$$E_{pr} = e_{pr} \cdot \frac{\sigma_{pr}}{\epsilon_{pr}} \quad (8.54)$$

mit $e_{pr} = \text{const} \approx 2,5$ [-] bestimmen. In Abb. 8.31 wird dieser Ansatz Meßwerten gegenübergestellt. Der Gültigkeitsbereich wird mit $\epsilon_{pr} > 2,5 \epsilon_p$ abgesteckt. Im Bereich $\epsilon \leq \epsilon_{pr} < 2,5 \epsilon_p$ kann $E_{pr} = E$ gesetzt werden.

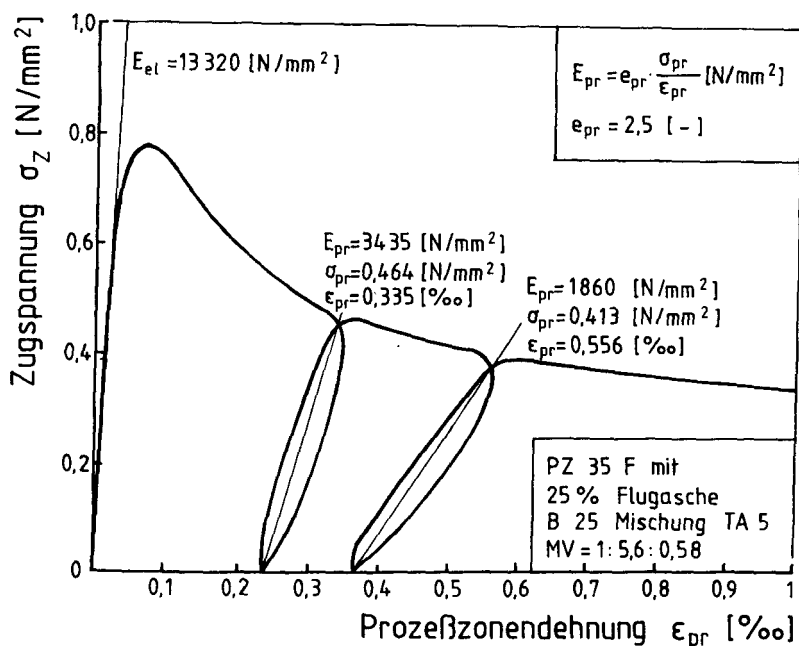


Abb. 8.31: Steifigkeitsverhalten in der Rißprozeßzone; Versuch und Rechnung ($\tau_0 = 24$ h)

8.7.4 Ermittlung der Bruchenergie aus der Rißöffnungs-funktion

Zur Charakterisierung des Spannungs-Rißöffnungsverlaufes wird häufig zusätzlich das Integral der σ -w-Kurve, d.h. die Fläche unter der Spannungs-Rißaufweitungsbeziehung ermittelt. Dieses Integral repräsentiert die Energie, die notwendig ist, um eine Einheitsfläche eines spannungslosen Risses zu bilden. Die Fläche unter der σ -w-Kurve wird daher als Bruchenergie G_f [N/mm²] bezeichnet und läßt sich wie folgt berechnen.

$$G_f = \int_0^{\infty} \sigma(w) dw \quad (8.55)$$

Die Bruchenergie G_f läßt sich meßtechnisch im zentrischen Zugversuch nur sehr ungenau erfassen, da die im Versuch erforderliche Empfindlichkeit des Dehnungsmeßsystems den maximalen Meßbereich wesentlich einschränkt und damit im dehnungsgeregelten Versuch die spannungslose Werkstofftrennung in der Regel nicht erreicht wird. Es erscheint deshalb wenig sinnvoll, die Bruchenergie für eine Maximalverformung δ_{\max} zu definieren. Stattdessen wird die Bruchenergie G_f als Funktion der Rißöffnung aufgefaßt und somit die Entwicklung der Bruchenergie als Funktion der Rißöffnung aufgetragen.

Zum experimentellen Erfassen der Rißöffnungsfunktion werden die gemessenen Verformungen nach dem "Fictitious Crack Model" (Abschn. 8.7.3) entkoppelt in Prozeßzonenverformung, die als diskrete Rißöffnung definiert wird, und Gleichmaßverformung des ungeschädigten Bereiches. Die Rißöffnungsfunktion kann dann mit dem in Gl. (8.52) vorgeschlagenen Ansatz auch als Rißöffnungsfunktion definiert werden zu:

$$\frac{\sigma}{\sigma_p} = \frac{a_r \left(\frac{w}{\delta_p} + 1 \right)}{a_r - 1 + \left(\frac{w}{\delta_p} + 1 \right)^{a_r}} \quad (8.56)$$

darin bedeuten

w : Rißöffnung [mm]

δ_p : Verformung bis zum Spannungsmaximum [mm]

a_r : konstanter Parameter [-]

Auf dieser Grundlage ergibt sich dann folgende Abhängigkeit des Parameters a_r in Abhängigkeit vom Hydratationsgrad m und der Verformungsgeschwindigkeit $\dot{\epsilon}$ zu:

$$a_r = (2,7 \cdot m^2 + 126 \cdot \left(\frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_k} \right)^2 + 1,5)^{0,5} \quad (8.57)$$

Der Gültigkeitsbereich wird mit $0,25 \leq m \leq 0,71$ [-] und $0,003 \leq \dot{\epsilon} \leq 0,06$ [mm/h] eingegrenzt.

Mit diesem Ansatz läßt sich jetzt die Entwicklung der Bruchenergie G_f als Funktion der Rißöffnung w durch Integration ermitteln. In Abb. 8.32 werden eigene Versuche diesem Ansatz gegenübergestellt. Wie aus der Abb. ersichtlich, ist bei einer Rißöffnung von $w = 0,2$ mm die Entwicklung der Bruchenergie noch nicht abgeschlossen. Der Verlauf der aus Versuchswerten ermittelten Bruchenergieentwicklung stimmt weitgehend mit den analytischen Werten überein.

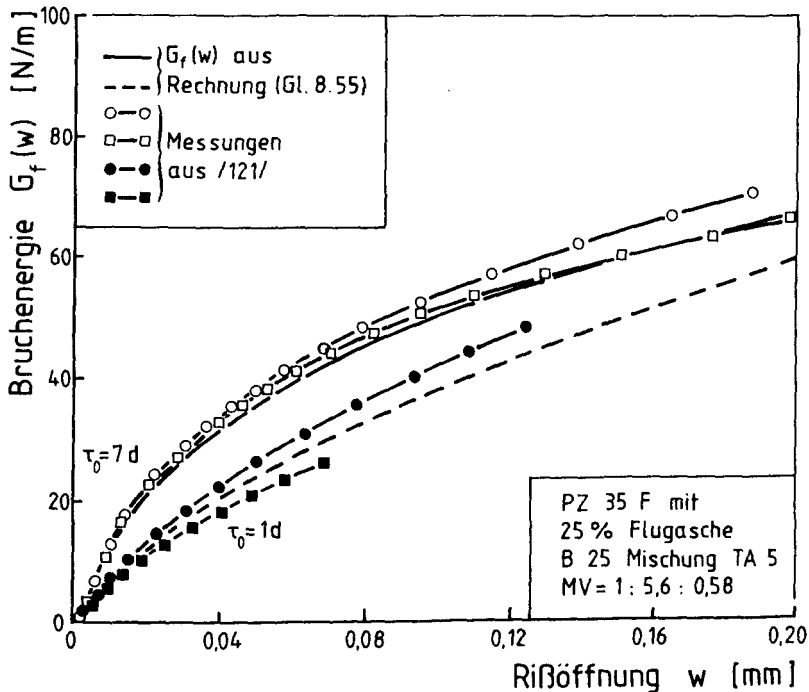


Abb. 8.32: Bruchenergie G_f als Funktion der Rißöffnung w

8.8 Zusammenfassung und weiteres Vorgehen

Betrachtet man die Spannungsentwicklung, anfangend bei niedrigen Spannungen, so läßt sich mit den vorgestellten Ansätzen die resultierende Spannung in einem zwangsbeanspruchten Bauteil wie folgt ermitteln.

Im Druckbereich werden nur niedrige Beanspruchungsgrade erreicht, so daß sich hier die Zwangdehnung aus der Summe der Temperaturverformung und der viskoelastischen Dehnung zusammensetzt. Für den Elastizitäts-

modul im Druckbereich kann der Zug-E-Modul mit guter Näherung angenommen werden /28, 89/. Für die Druckrelaxation werden deshalb vereinfachend auch die Zugrelaxationsansätze verwendet.

Beim Übergang in den Zugbereich ist zunächst der Bereich des aufsteigenden Astes zu betrachten. Die Zugspannung besteht bis zu einer Höhe von $0,5 \beta_z$ i.w. aus linear elastischen Dehnungen und aus Kriechdehnungen. Bei höheren Zugspannungen nimmt der Anteil der nichtlinearen Dehnungen zu. Es muß eine Trennung in viskoelastische Dehnungen und in irreversible Prozeßzonendehnungen vorgenommen werden.

Der Anteil der irreversiblen Verformungen ist die Differenz zwischen der Geraden, gebildet aus dem Sekantenmodul nach Gl. (8.10) und der σ - ϵ -Linie nach Gl. (8.49) und (8.50). Nach dem Erreichen der Zugfestigkeit kommt es bei einer Bauteillänge, die wesentlich größer als die Prozeßzone ist, zum spröden Bruch. Die Entlastung verläuft entlang der um den Kriechanteil verschobenen E-Modul-Linie. Im Eigenspannungsfall kann die Bruchdehnung $\epsilon_p(m)$ nach Gl. (8.52) überschritten werden, und die dehngeschwindigkeits- und hydrationsgradabhängigen σ - ϵ -Linien des Nachbruchverhaltens geben die Hüllkurve der maximal erreichbaren Spannungsdehnungsverhältnisse an. Die Kriechverformung wird im Nachbruchbereich nicht berücksichtigt. Im Entlastungs- bzw. Wiederbelastungsfall erfolgt die Ent- bzw. Belastung entlang der hier wirksamen Steifigkeitslinie Gl. (8.54). Bei einem Vorzeichenwechsel der Spannungen ist die verschobene Steifigkeitslinie des aufsteigenden Astes wirksam. Bei allen Berechnungen ist zu berücksichtigen, daß alle Spannung-Dehnungspfade sich hydrationsgradabhängig ständig ändern und gleichzeitig über den Querschnitt eines Bauteils variieren.

Ausgangspunkt für eine zuverlässige Modellierung der Spannungsberechnung im jungen Beton sind die wirksamen Werkstoffeigenschaften in Abhängigkeit vom Erhärungsgrad des Betons, deshalb ist es unerlässlich a priori die Erhärtungsfunktion der vorgesehenen Betonrezeptur zu ermitteln.

9. BERECHNUNG VON TEMPERATURSPANNUNGEN AN VERSUCHSKÖRPERN UND REALEN BAUTEILEN

9.1 Vorgehensweise

Die Berechnung der Temperatur- und Hydratationsgradfelder für die Versuchskörper und einige typische Anwendungen werden mit dem entwickelten Temperaturprogramm "TAS-2" durchgeführt.

Die Temperatur- und Hydratationsgradfelder bilden die Voraussetzung für Spannungsberechnungen. Die Berechnung erfolgt beispielhaft für folgende Fälle: dehngesteuerter Zugstab, axial gezwängter Zugstab sowie eindimensional durch Eigenspannungen beanspruchter Bauteilquerschnitt mit instationärem Werkstoffverhalten. Die Eigen- und Zwangsspannungen werden mit der Lamellenmethode (Finite Strips) berechnet, wie von /94/ für den Tieftemperaturzwang gezeigt wurde. Hierzu wird das in Abschn. 8 entwickelte Werkstoffmodell angesetzt, in dem die mechanischen Eigenschaften der Elastizität, Viskoelastizität und der Elastoplastizität der Entfestigung in Abhängigkeit des Erhärtungsfortschritts abgebildet sind. Die Lamellenmethode mußte hierfür erweitert werden. Es wird ein PC-Programm "SAS-N" entwickelt, das die Spannungsgeschichte und Entlastungsvorgänge berücksichtigt.

9.2 Berechnung der Felder der Bauteiltemperatur und des Hydratationsgrades

9.2.1 Das Rechenprogramm

Die Berechnung der Felder der Bauteiltemperatur und des Hydratationsgrads erfolgt an zweidimensionalen Bauteilstrukturen. Eine analytische Lösung der Fourier'schen DGL mit Wärmequelle kann nur für idealisierte Fälle erzielt werden. Aus diesem Grund müssen diskretisierte Verfahren wie die Finite-Element-Methode (FEM) oder die Finite Differenzen-Methode (FDM) zur Problemlösung angewandt werden. In dieser Arbeit wird das Programm "TAS-2" (Temperature Analysis of Structures - Two Dimensional Version) benutzt, das auf der FEM beruht. Mit diesem Programm können Strukturen, die aus mehreren Materialien bestehen, oder Strukturen, die Hohlräume enthalten, analysiert werden. Als räumliche Randbedingung können die Wärmeübertragung durch Konvektion und Strahlung

durch feste Temperaturbindung berücksichtigt werden. Das explizite Vorwärts-Differenzen-Zeitintegrationsverfahren von "TAS-2" erleichtert die Berücksichtigung von veränderlichen Wärmeflußbedingungen bei der Berechnung von Temperaturen in Strukturen wie z.B. im erhärtenden Beton. Es können minimale und maximale Zeitschrittbegrenzungen vorgegeben werden, um die Rechenstabilität und Rechenzeit zu optimieren. Es werden zweidimensionale Rechteckelemente benutzt. Geometrieeingabe und Netzgenerierung sind automatisiert.

Das Grundprogramm wurde von /145/ für die Berechnung von Temperaturfeldern im Brandfall entwickelt. Die hier benutzte Version wurde in Zusammenarbeit mit /21/ dahingehend erweitert, daß das Wärmequellen-glied in Abhängigkeit von der Reaktionskinetik und der Entwicklung des Hydratationsgrads berücksichtigt wird. Außerdem wurde das Hinzufügen oder Entfernen von Strukturabschnitten (z.B. Schalung) vorgesehen. Die Ausgabe wurde durch eine zusätzliche Binärdatei ergänzt, die in komprimierter Form die Zeit, die Temperatur und den Hydratationsgrad des Betons enthält. Das Programm ist ursprünglich für Großrechenanlagen entwickelt worden. Es wurde aber durch die Aufteilung in Einzelroutinen auf einem Personalcomputer auch für größere Strukturen (ca. 200 Elemente) mit vertretbaren Antwortzeiten lauffähig gemacht.

9.2.2 Berechnung von Temperaturen und Hydratationsgraden im Bauteil und deren weitere Verwendung

Zur Vorausplanung betontechnologischer Maßnahmen in massigen Bauteilen ist in dieser Arbeit eine thermodynamische Entkopplung zwischen Wärmeleitung und Spannung vorgesehen. Diese Näherung ist für die langsam ablaufenden Prozesse zulässig. Das Berechnungsverfahren umfaßt zum einen die Wärmeleit- und Hydratationsgradberechnung und zum anderen eine Spannungs-Dehnungsberechnung auf Basis der zuvor ermittelten Werte von $T(x_j, t)$ und $m(x_j, t)$.

Das orts- und zeitabhängige Temperatur- und Hydratationsgradfeld stellen die maßgeblichen Einflußgrößen dar, die die angreifenden Kräfte und die Spannungsantwort des Werkstoffs Beton bestimmen. Aus dem Hydratationsgrad können wegen der einfachen mathematischen Zusammenhänge mit den Werkstoffeigenschaften wesentliche Aussagen über aktuelle Kennwerte der Werkstoffe an jedem Ort gemacht werden, so daß Ausschalfristen, Belastbarkeit bzw. Vorspannzeitpunkte festgelegt werden kön-

nen. Außerdem erlaubt diese Vorgehensweise die Berücksichtigung des Temperatureinflusses auf die Hydratationswärme und die Kopplung zwischen beiden Größen (wie im Abschn. 5 hergeleitet).

In Abb. 9.1 wird links beispielhaft die Temperaturverteilung als Höhenlinienbild einer unter normalen Winterbedingungen $T_{\text{Luft}} = 5\text{ °C}$, $T_{\text{bo}} = 10\text{ °C}$ hergestellten Wand auf einem bereits ausgehärteten Betonfundament im Betonalter von 42 h dargestellt. Die Darstellungsart gibt Aufschluß über die nichtlineare Temperaturverteilung für einen Zeitpunkt. Außerdem werden die Bereiche mit hohen Temperaturgradienten unmittelbar ersichtlich. Im rechten Teil des Bildes ist die zu diesem Zeitpunkt vorhandene Hydratationsgradverteilung im Bauteilquerschnitt ersichtlich; auch sie zeigt unterschiedliche Gradienten über den Querschnitt mit Werten zwischen $m = 0,39$ und $0,63$. Das entspricht bei dem hier zugrunde liegenden Beton nach Gl. (8.4) einem Zugfestigkeitsunterschied von $0,8\text{ N/mm}^2$ (entspr. 40 %) und einem Steifigkeitsunterschied nach Gl. (8.10) von 8000 N/mm^2 (entspr. 33 %). Hieraus wird die Bedeutung der ortsabhängigen Erhärtingsgrade ersichtlich.

Dem Temperaturprogramm ist ein Auswertalgorithmus nachgeschaltet, der auch die Erfassung von Einzelschnitten, Zeitlinien und Zeitfeldern zuläßt. In Abb. 9.2 sind die Zeitfelder für einen eindimensionalen Horizontalquerschnitt der in Abb. 9.1 dargestellten Wand bei $h = 1,60\text{ m}$ ausgewertet. Das Zeitfeld gibt Aufschluß über den Zeitbereich mit den größten Gradienten in Orts- und Zeitrichtung. Auch hier werden wieder Temperatur und Hydratationsgrad einander gegenübergestellt. Es fällt auf, daß die Hydratationsgradgradienten verglichen mit der Temperaturgradienten relativ klein ist.

Zur Überprüfung der gerechneten Temperaturfelder wird beispielhaft ein in Abschn. 7.3.2 beschriebener TW-Versuch, der ein eindimensionales Temperaturfeld einer 1 m dicken Wand darstellt, herangezogen. In Abb. 9.3 wird der zeitliche Verlauf der Temperaturerhöhung in verschiedenen Querschnittstiefen dargestellt. Der Verlauf der gemessenen und der berechneten Zeittemperaturlinien ist weitgehend deckungsgleich. Die gewählte Vorgehensweise wird damit bestätigt. Aus dem Vergleich läßt sich ableiten, daß die getroffenen Annahmen von zeitlich konstanter Wärmeleitfähigkeit und Wärmekapazität für die Berechnungen hinreichend

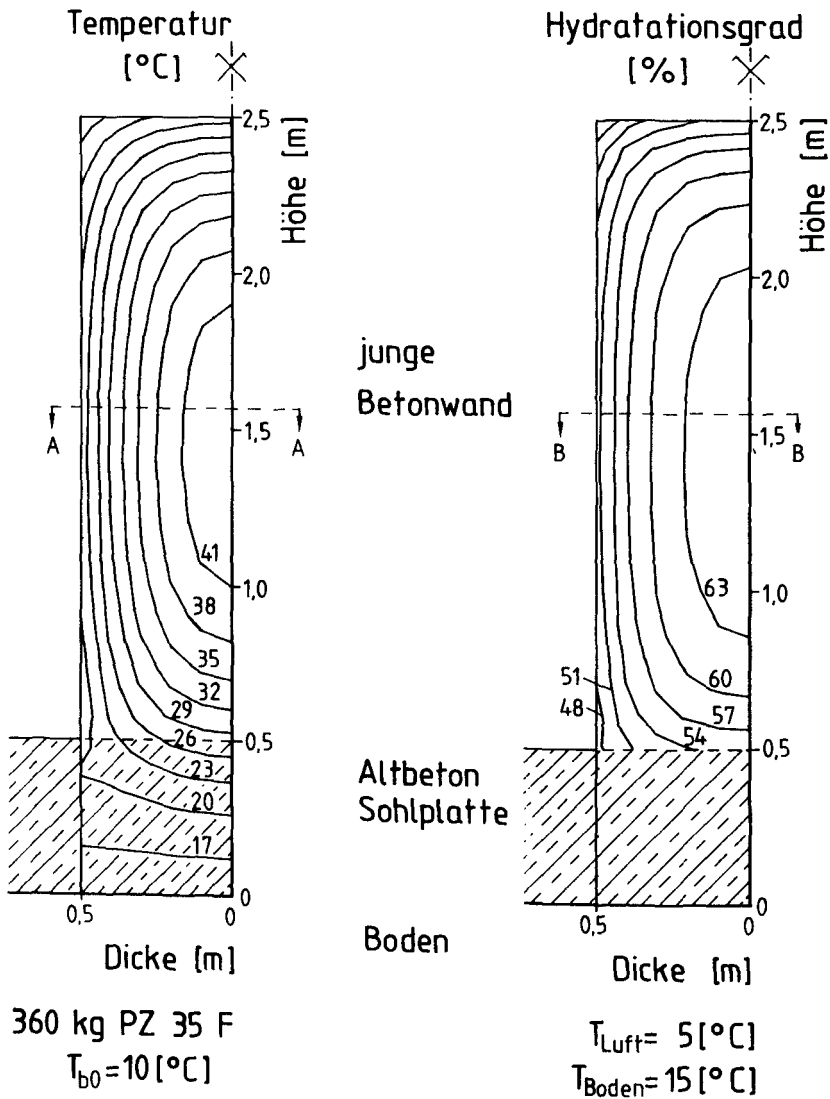


Abb. 9.1: Temperatur- und Hydratationsgradverteilung in einer Wand auf Altbeton im Alter von 42 h

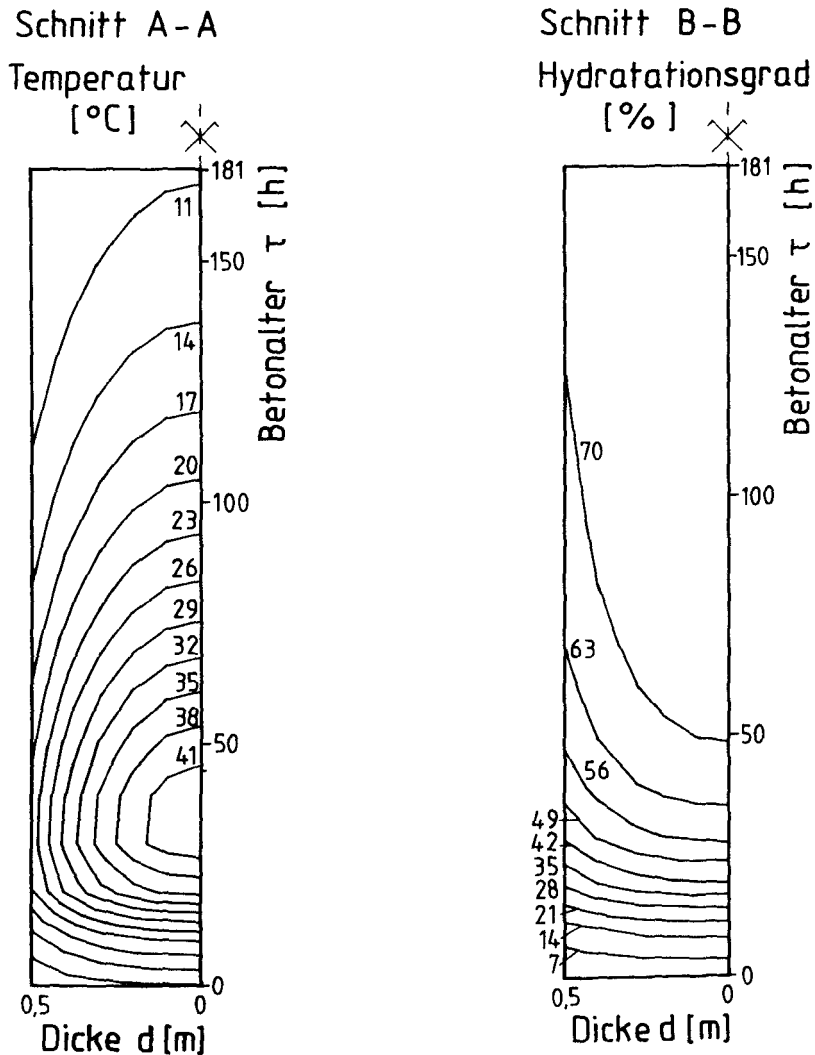


Abb. 9.2: Temperatur- und Hydratationsgradverlauf im Bauteilschnitt einer Wand

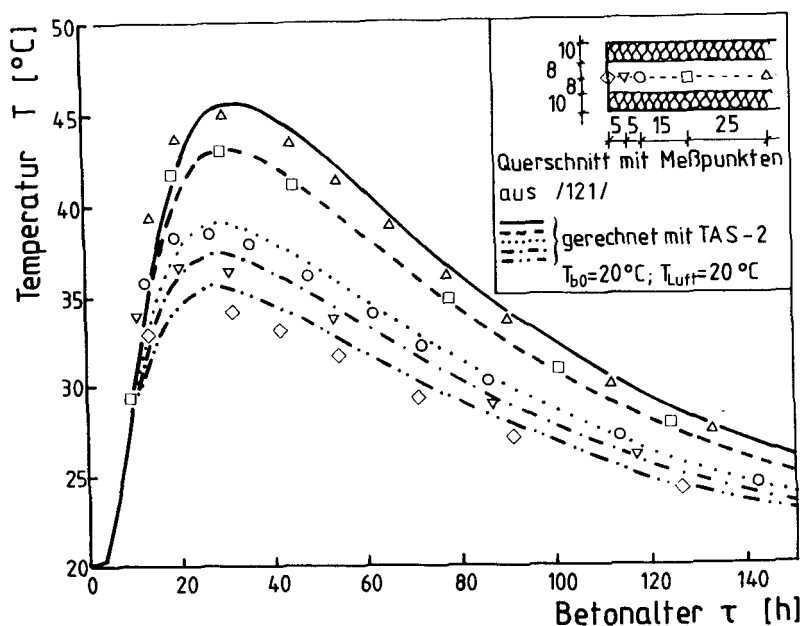


Abb. 9.3: Vergleich zwischen gemessenem Temperaturverlauf aus TW-Ver-such /121/ und gerechneten Temperaturen mit "TAS-2" (FEM)

genau sind. Es wird deshalb in den folgenden Berechnungen jeweils mit konstanter Wärmeleitfähigkeit und Wärmekapazität gerechnet.

Die angewandte Berechnungsmethode (FEM) ist geeignet, Temperaturmes-sungen kontrollierend zu vergleichen oder aber teilweise oder ganz zu ersetzen. Bei wechselnden Wärmeübergangsbedingungen sind jedoch zu-treffende Angaben zu den Übergangsbedingungen, insbesondere zum Para-meter $\alpha_{\text{ü}}$, der sich aus Strahlungs- und Leitanteilen zusammensetzt, er-forderlich. Hier können Fehleinschätzungen zu gravierenden Unterschie-den bei der Temperaturberechnung führen. Bei dreidimensionalen Struk-turen, wie der abschnittswisen Herstellung von Betonbauteilen, läßt sich nach /157/ mit guter Näherung eine Kombination aus einer eindim-ensionalen Berechnung in Bauteillängsrichtung mit einer zweidimensio-nalen Rechnung in einem Querschnitt durchführen. Aus dem eindimensio-nalen Feld ermittelt sich dann ein dimensionsloses Faktorenfeld wie folgt:

$$f_t(x) = \frac{T(x,t) - T_{bo}}{\max T(t) - T_{bo}} \quad (9.1)$$

mit

T_{bo} : Frischbetontemperatur

$T(x,t)$: Knotentemperatur an der Stelle x zur Zeit t

$\max T(t)$: max Temperatur zur Zeit t

Zur Verknüpfung mit der zweidimensionalen Struktur wird für jeden Zeitpunkt nur eine Koeffizientenkurve benötigt. Unterschiedliche Koeffizientenkurven werden nur bei verschiedenen Bauteillängen und unterschiedlichen Wärmeübergangsbedingungen an den Stirnseiten erforderlich.

9.3 Modell zur Berechnung von Temperaturspannungen

9.3.1 Vorbemerkungen

Das Literaturstudium ergibt, daß ausreichende Kenntnisse zur Entstehung von Eigenspannungen und der Ribbildung zur Zeit nicht vorliegen. Die Beanspruchung von massigen Betonbauteilen in der Erhärtungsphase besteht aus folgenden Anteilen: innerer Zwang infolge instationärer nichtlinearer Temperaturverteilung und äußerer Zwang infolge Behinderung der Verformung durch das statische System bzw. durch mehr oder weniger steife Verbindung zu benachbarten Bauteilen.

Die im vorigen Abschnitt beschriebenen Temperaturänderungen erzeugen Spannungen im Beton, wenn die Temperaturverformungen behindert werden. Mit den sich entwickelnden Materialeigenschaften des Betons soll ein Weg zur Berechnung der Spannungen aufgezeigt werden, der einerseits den Temperaturzwang und andererseits die nichtlineare Temperaturverteilung über dem Querschnitt berücksichtigt. Diese Spannungen sind ebenso wie die Betoneigenschaften, zeit- und ortsabhängig. Es geht also darum, kritische Zeiträume und Orte aufzuzeigen, die mit einer Ribbildung verbunden sind.

9.3.2 Einachsige Spannungsantwort eines ungerissenen Zugstabs unter dehngesteuerter Beanspruchung

Ausgehend von einem linear-elastischen Stab, dessen Erhärtungszustand und damit auch dessen Zugelastizitätsmodul bekannt ist, kann man die Spannungsantwort auf eine beliebige Dehnungsgeschichte $\varepsilon(t, t_i)$ durch Superposition einzelner Dehnungsstufen wie folgt ausdrücken:

$$\sigma_{el}(t) = \int_{t_0}^t \frac{\partial \varepsilon(t_i)}{\partial t} \cdot E(t_i) \cdot dt_i \quad (9.2)$$

Weil aber der junge Beton ein ausgeprägtes Relaxationsvermögen aufweist, führt Gl. (9.2) zu einer Überschätzung der Spannungsantwort. Die viskoelastische Spannung ergibt sich mit Gl. (8.35) zu:

$$\sigma_{vis}(t, t_0) = \int_{t_0}^t \frac{\partial \varepsilon(t_i)}{\partial t_i} \cdot E(t_i) \psi(t, t_i) dt_i \quad (9.3)$$

Abschn. 8 hat gezeigt, daß auch bei zentrischer Zugbeanspruchung bei noch niedrigen Beanspruchungsgraden eine frühe Mikrorißbildung in der Rißprozeßzone bereits auf dem ansteigenden Ast einsetzt. Von der Gesamtdehnung

$$\varepsilon(t, t_0) = \varepsilon_{el}(t, t_0) + \varepsilon_{vis}(t, t_0) + \Delta \varepsilon_R(t, t_0) \quad (9.4)$$

setzt sich der elastoplastische Anteil $\Delta \varepsilon_R$ nicht über Relaxation in eine Spannungsantwort um. Maßgebend ist die wirksame Dehnung:

$$\varepsilon_w(t, t_0) = \varepsilon(t, t_0) - \Delta \varepsilon_R(t, t_0) \quad (9.5)$$

Damit erhält man die wirksame Spannungsantwort zu:

$$\sigma_w(t, t_0) = \int_{t_0}^t \frac{\partial \varepsilon_w(t_i)}{\partial t_i} \cdot E(t_i) \psi(t, t_i) dt_i \quad (9.6)$$

Diese Zusammenhänge sollen am Zugstab erläutert werden. Abb. 9.4 zeigt den Vergleich der Berechnungsergebnisse nach den Gl.n. (9.2), (9.3) und

(9.6) mit dem Versuchsergebnis von Abschn. 7.3.3.2. Es sei darauf hingewiesen, daß bei den Z-Versuchen eine Vorkerbung zur Lokalisierung der RPZ nicht vorgenommen worden ist. Deshalb enden die σ - ε -Linien an der Zugfestigkeit ohne Entfestigungsast, auch bei Regelung mit $\dot{\varepsilon} = \text{const.}$ Das Ergebnis der Berechnung von $\sigma_w(t, t_0)$ kommt der Messung, wie Abb. 9.4 zeigt, am nächsten.

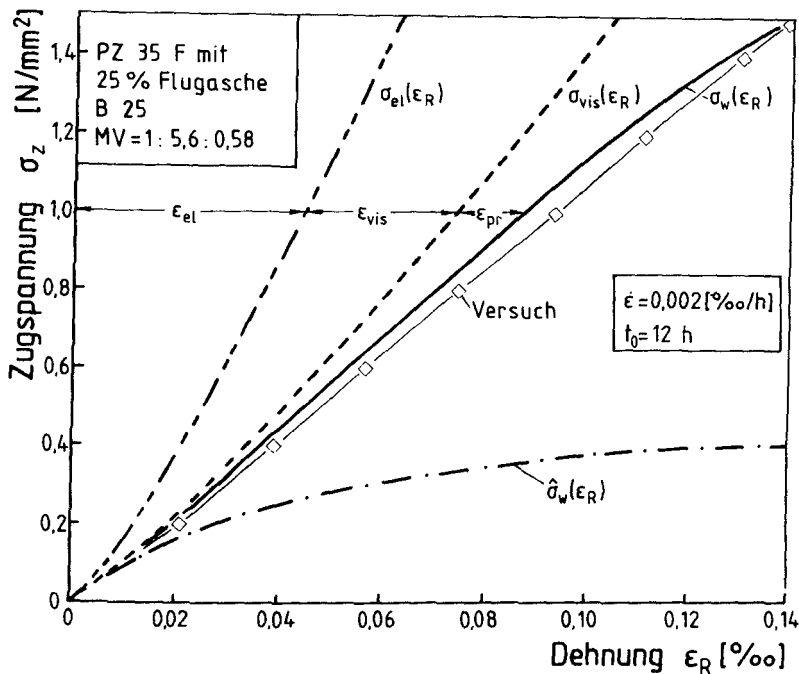


Abb. 9.4: Vergleich zwischen gemessenen und berechneten σ - ε -Linien

Da sich die Summation der Relaxationsgeschichte für die einzelnen Dehnungsstufen numerisch aufwendig gestaltet (Mitschleppen der Vergangenheit), wurde der Ansatz nach /11/ mit einzelnen Spannungsstößen den Meßwerten gegenübergestellt.

Die wirksame Spannung $\hat{\sigma}_w(t, t_0)$ ergibt sich durch partielle Integration von Gl. (9.6) beim Superpositionsprinzip mit Spannungsstößen zu:

$$\hat{\sigma}_w = \int_{t_0}^t \varepsilon(t_i) E(t_i) \frac{\partial \psi(t, t_i)}{\partial t_i} dt_i \quad (9.7)$$

Die Berechnung der wirksamen Spannung mit den Relaxationsfunktionen (Gl. (8.31)) erwies sich als ungeeignet, weil die überproportionale Relaxation bei Belastungsbeginn t_i jeweils für den betrachteten Zeitabschnitt auf die gesamte Spannung wirkt und damit die Relaxationsgeschichte überbewertet. Außerdem ist das Berechnungsergebnis sehr stark von der Zeitschrittweite abhängig. Für alle weiteren Berechnungen wurde deshalb die Superposition mit Dehnungsstufen gewählt.

Die Spannungsantwort auf eine aufgezwungene Dehnungsgeschichte hängt erwartungsgemäß beträchtlich von der Dehngeschwindigkeit ab. Es wurden Berechnungen mit Gl. (9.6) für Dehnungsgeschichten $\varepsilon(t, t_0) = \dot{\varepsilon}(t - t_0)$ mit weit auseinander liegenden Dehngeschwindigkeiten $\dot{\varepsilon}$ durchgeführt. Deren Ergebnisse wurden Versuchsergebnissen mit den entsprechenden Werten von $\dot{\varepsilon}$ gegenübergestellt. Es wurde eine gute rechnerische Vorhersage erzielt /119/.

Zugeigenspannungen treten im Bauteil in der Regel einerseits im Zeitraum bis 24 h, andererseits, wie später gezeigt werden wird, bei einem Betonalter ab ca. 60 h nach vorheriger Druckbeanspruchung auf. Damit ist der Einfluß des Alters t_0 bei Erstbeanspruchung von Bedeutung. Also ist die Zugbeanspruchung mit Belastungsbeginn im höheren Alter bedeutend für den späten Eigenspannungszwang. In Abb. 9.5 sind einige im Versuch bei $\dot{\varepsilon} = 0,002$ 0/00/h und verschiedenem Betonalter bei Belastungsbeginn gemessene σ - ε -Linien den nach Gl. (9.6) unter Berücksichtigung der Relaxation und der Prozeßzonendehnung berechneten σ - ε -Linien gegenübergestellt. Die Modellrechnung ermöglicht eine gute Beschreibung der Meßergebnisse. Vergleiche mit Meßergebnissen aus der Literatur können mangels vollständiger Unterlagen über Wärmequellenfunktion, Erhärtingsbedingungen und entsprechend langsamen Zugversuchen nicht vorgenommen werden.

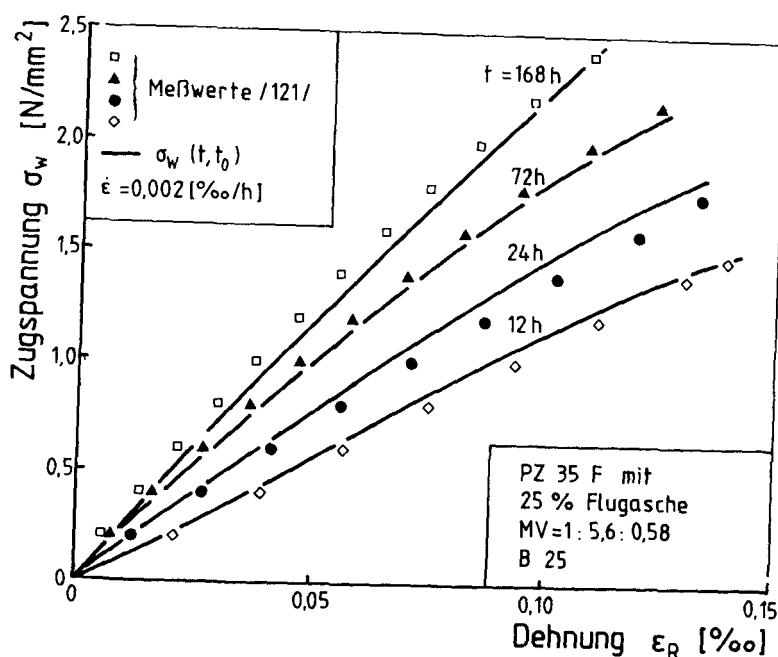


Abb. 9.5: Vergleich der gemessenen σ - ϵ_R -Linien bei geringer Dehngeschwindigkeit mit dem Rechenmodell

9.3.3 Spannungen im axial gezwängten Stab

Diesem Abschnitt liegt als Modellkörper ein zentrisch gezwängter Stab zugrunde, der als Ausschnitt aus einer beidseitig auskühlenden Wand mit einer Dicke $d = 0,7$ m betrachtet werden kann (eindimensionales Wärmeleitproblem). Für den zentrischen Zwang ist die mittlere, freie Dehnung $\epsilon_{m0} = \alpha_T (T_1 - T_m(t))$ maßgebend.

Die Temperaturverteilung wird mit dem entsprechenden Wärmequellenansatz und mit vorgegebenen Wärmeabflußbedingungen im Wandausschnitt berechnet. Der Zugstab wird axial gezwängt. Die Werkstoffeigenschaften des Betons werden entsprechend dem Hydratationsfortschritt bestimmt.

Im Unterschied zum langsamen dehngesteuerten Zugversuch muß beim vollständig gezwängten Stab über den E-Modul und die Relaxation im Druckspannungsbereich verfügt werden. Im Druckbereich werden Spannungen ge-

weckt, die aber nur 10 % der momentanen Druckfestigkeit erreichen. Aus diesem Grunde kann der Druckelastizitätsmodul nach /28/ näherungsweise dem Zugelastizitätsmodul gleichgesetzt werden. Für die Druckrelaxation gilt nach /113/ bis $\sigma_D = \beta_D/3$ entsprechendes. Die zeitliche Änderung der mittleren Stabtemperatur T_m gibt dann die Dehngeschwindigkeit $\dot{\epsilon}_0 = \alpha_T \cdot \Delta T_m / \Delta t$ vor. Im Druckspannungsbereich setzen sich die Dehnungsanteile dann wie folgt zusammen:

$$\text{ges } \epsilon = 0 = \epsilon_0 - \epsilon_{el} + \epsilon_{vis} \quad (9.8)$$

Bei steigender Betontemperatur wird die Zwangdehnung $\epsilon_{zw} = -\epsilon_{m0}$ anfangs durch viskose Verformungen vollständig kompensiert, bis der Hydratationsgrad m_0 , der den Anfang eines meßbaren mechanischen Widerstands charakterisiert, erreicht wird. Der weitere Temperaturanstieg ΔT_1 wird dann mit zunehmendem Druck-E-Modul in Druckspannungen umgesetzt, die jedoch erheblich relaxieren. Die Druckspannungen erreichen etwa mit dem Temperaturmaximum ihren Maximalwert. Mit der danach einsetzenden Abnahme der mittleren Bauteiltemperatur werden die Druckspannungen rasch abgebaut. Weil der Elastizitätsmodul angewachsen ist, ist zum Abbau der Druckspannung eine wesentlich kleinere Temperaturdifferenz ΔT_2 erforderlich, als vorher zum Aufbau derselben Spannung erforderlich gewesen war. Nach der Temperaturabnahme $\Delta T_2 \ll \Delta T_1$ wird der spannungsfreie Zustand erreicht (Springenschmid nennt deshalb die zugehörige mittlere Betontemperatur 2. Nullspannungstemperatur). Die durch weitere Abkühlung hervorgerufenen Zwangspannungen σ_{zw} können zunächst mit Gl. (9.7) berechnet werden. Überschreitet aber die Zugspannung rd. die Hälfte der aktuellen Zugfestigkeit $\sigma_Z(m) > 0,5 \beta_Z(m)$, so muß die Prozeßzonendehnung berücksichtigt werden, so daß sich die Relaxationsbedingung wie folgt ergibt:

$$\text{ges } \epsilon = 0 = \epsilon_0 - \epsilon_{el} + \epsilon_{vis} + \epsilon_{pr} \quad (9.9)$$

Die Prozeßzonendehnung nimmt bei weiterer Abkühlung bis zum Erreichen der Zugfestigkeit zu, und der gezwängte Stab reißt, wenn seine Länge l wesentlich größer als die Prozeßzonenlänge l_R ist. Die Dehnung setzt sich dann wie folgt zusammen:

$$\text{ges } \epsilon = 0 = \epsilon_0 - \epsilon_p - \Delta \epsilon_{pr} \quad (9.10)$$

mit $\Delta \epsilon_{pr}$ dem Reißprozeßzonendehnungsanteil jenseits von ϵ_p .

ϵ_p entspricht dabei der Zugbruchdehnung und errechnet sich für $\sigma_z = \beta_z$ zu:

$$\epsilon_p = \epsilon_{el} + \epsilon_{vis} + \epsilon_{pr} \quad (9.11)$$

Betrachtet man den kurzen Stab mit einer Länge $l \leq l_R$, die jener der RPZ entspricht, so erfolgt kein plötzlicher Zugbruch beim Erreichen der Zugfestigkeit β_z . Die im Nachbruchbereich noch übertragbare Spannung ergibt sich allein aus Gl. (8.52) mit dem dehnungsgeschwindigkeits- und hydratationsgradabhängigen Parameter a_{pr} .

In Abb. 9.6 sind beispielhaft die zeitlichen Verläufe der mittleren Temperatur T_m , der Zugfestigkeit β_z und der Zwangsspannung σ_{zw} für eine 0,7 m dicke Wand bei vollständiger Dehnbehinderung dargestellt. Die im Beispiel gewählte Betonzusammensetzung entspricht der Mischung TA 5

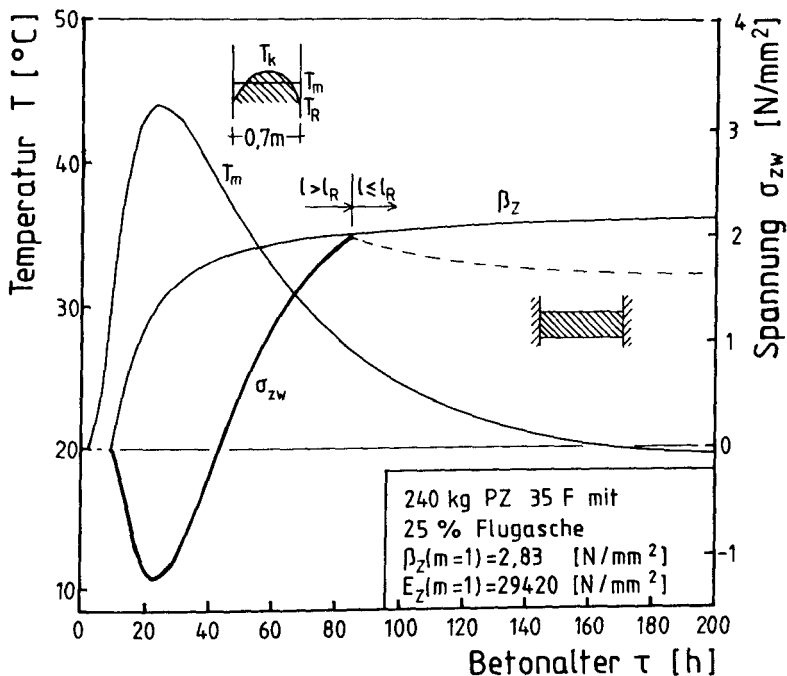


Abb. 9.6: Temperatur-, Zugfestigkeits- und Zwangsspannungsverlauf im vollständig gezwängten Bauteil ($d = 0,7 \text{ m}$), $T_{b0} = 20 \text{ }^\circ\text{C}$, $T_{\text{Luft}} \approx 20 \text{ }^\circ\text{C}$)

von Abb. 7.22. Der Temperaturdehnungskoeffizient wurde mit $\alpha_T = 1,0 \cdot 10^{-5}$ [1/K] angesetzt. Die Zwangsspannung erreicht - bei einem Beginn der Festigkeitsentwicklung ($t(m_0) = 10$ h) - eine Druckbeanspruchung von maximal ca. $1,2 \text{ N/mm}^2$. Nach rd. 44 h tritt die zweite Nullspannungstemperatur ein. Dann steigt die Zwangsspannung stetig bis zur Zugfestigkeit an. Die Größe und der zeitliche Ablauf der Spannungsentwicklung wird weitgehend vom zeitlichen Verlauf der mittleren Bauteiltemperatur bestimmt. Der Reißzeitpunkt wurde hier mit $\tau = 82$ h ermittelt; er hängt von der Geschwindigkeit des Temperaturabflusses im Bauteil ab. Die Reißtemperatur liegt hier 17 K unterhalb der mittleren Maximaltemperatur. Dies entspricht etwa den Werten, die in /43/ bei totalem Zwang gemessen wurden.

Der Reißprozeß wird maßgeblich von den relativen Steifigkeitsverhältnissen des behinderten und des behindernden Bauteils beeinflusst. Sie müssen bei einer praktischen Berechnung mit einfließen. Es interessiert jedoch nicht die Dehnsteifigkeit der Bauteile als solche, sondern deren Verhältniswert. Dieser wird als relative Dehnsteifigkeit S_D für in Reihe geschaltete Bauteile wie folgt definiert:

$$S_D(m) = \frac{E_B(m) \cdot A_B}{E_R \cdot A_R} \quad [-] \quad (9.12)$$

mit

$$0 \leq S_D \leq \infty$$

Darin bedeutet $E_B(m) \cdot A_B$ die Dehnsteifigkeit des jungen Betonbauteils, die mit dem Hydratationsgrad stetig zunimmt. Mit $E_R \cdot A_R$ wird die Dehnsteifigkeit des behindernden Bauteils bezeichnet. In der Regel ist nur die Steifigkeit des jungen Betonbauteils veränderlich. Deshalb erweist sich die Einführung einer Hilfsgröße K_R , die sich aus den konstanten Anteilen von Gl. (9.12) zusammensetzt, als vorteilhaft.

$$K_R = \frac{A_B}{E_R \cdot A_R} \quad [\text{mm}^2/\text{N}] \quad (9.13)$$

Der Grad der Verformungsbehinderung kann dann für zentrischen Zwang zu

$$\delta = \frac{1}{1 + S_D} = \frac{1}{1 + \frac{E_B \cdot A_B}{E_R \cdot A_R}} = \frac{1}{1 + K_R \cdot E_B} \quad [-] \quad (9.14)$$

mit $0 \leq \delta < 1$ angegeben werden.

In Abb. 9.7 ist beispielhaft der Einfluß der altersveränderlichen relativen Steifigkeit gegenüber jener beim totalen Zwang auf die Entwicklung der Zwangsspannung für $K_R = 1,062 \cdot 10^{-5} \text{ [mm}^2/\text{N]}$ dargestellt.

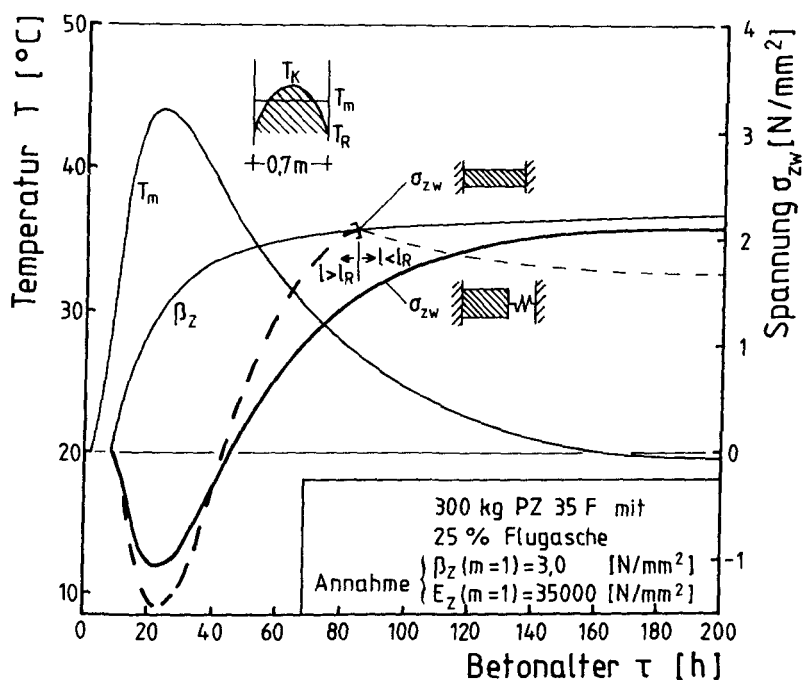


Abb. 9.7: Vergleich der Zwangspannungsentwicklung bei vollständigem Zwang (gestrichelt) gegenüber der Zwangspannungsentwicklung bei veränderlichen Steifigkeitsverhältnissen ($0,73 \leq \delta \leq 1$) (durchgezogen)

Wegen der federnden Verformungsbehinderung baut sich die Zwangsspannung im Zugbereich langsamer als beim totalen Zwang auf. Abhängig von δ wird ggf. die Zugfestigkeit gar nicht erreicht. Bei der federnden Be-

hinderung fiel δ ausgehend von $\delta = 1$ bei $\tau = 0$ auf $\delta = 0,73$ für $\tau = \infty$ ab.

Zur Überprüfung der Beanspruchungsannahmen wurde einer der Reißrahmenversuche von /18/ nachgerechnet. Die Zwangspannungsentwicklung ist in Abb. 9.8 den gemessenen Werten gegenübergestellt. Es zeigt sich, daß unter diesen Steifigkeitsverhältnissen der Betonstab ohne zusätzliche Abkühlung nicht mehr reißen würde. Berücksichtigt man die Zeitverzerrung im gemessenen Temperaturverlauf, die durch andere Wärmeübergangsbedingungen als die der Rechnung zugrunde liegenden entstanden sind, so entsprechen die Rechenwerte der Spannungen weitgehend denen der Messung. Auch die berechnete Zugfestigkeit entspricht der Bruchspannung.

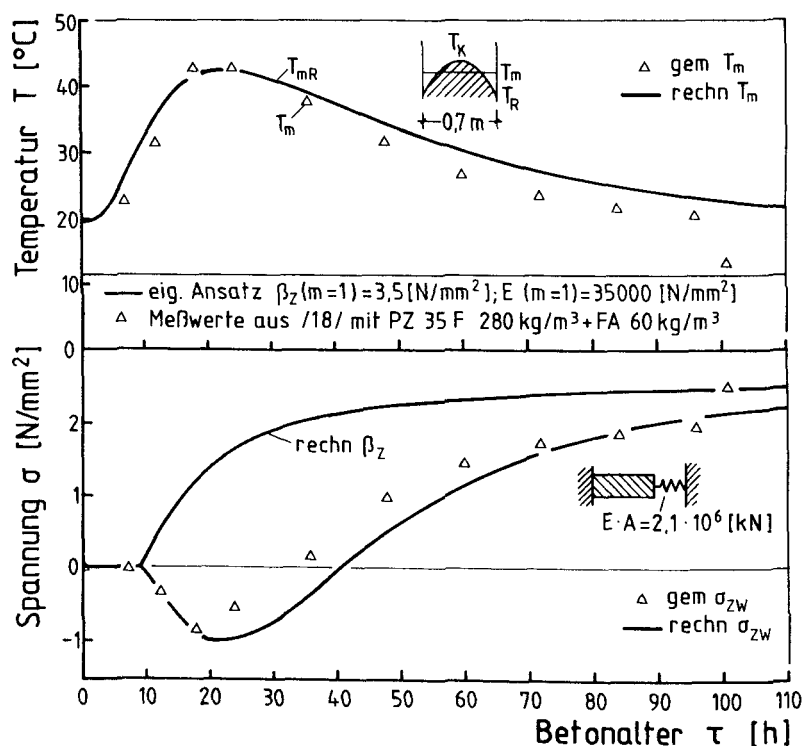


Abb. 9.8: Vergleich der gemessenen Zwangspannungsentwicklung im Reißrahmen /18/ mit dem Rechenansatz

Diese Art der Zwangspannungsberechnung diene nur als Zwischenstufe der Überprüfung und Kalibrierung des Rechenansatzes. Denn im Bauteil kann ein ähnlicher Temperaturverlauf nur dann entstehen, wenn in irgend einer Richtung eine Temperaturgradienten über dem Querschnitt vorhanden ist, so daß zusätzlich Eigenspannungen auftreten.

9.4 Berechnung von Eigenspannungen bei eindimensionalem Temperaturfeld

9.4.1 Lamellenmodell zur Eigenspannungsberechnung

Im allgemeinen treten im erhärtenden Betonbauteil Zwang- und Eigenspannungen gemeinsam auf, wenn das Bauteil durch Nachbarbauteile oder durch Reibung in der Sohlfuge verformungsbehindert ist. Bei Fundamentplatten/-streifen ist bei gleitfähiger Entkoppelung vom Baugrund der äußere Zwang weitgehend eliminiert; es treten i.w. Eigenspannungen auf. Dieses Problem wird im folgenden behandelt. Die exemplarische Behandlung beschränkt sich auf das bei eindimensionaler Wärmeleitung entstehende Temperaturfeld. Die Spannungen werden für den ebenen Spannungszustand und für einaxiale Beanspruchung abgeleitet. Dies stellt eine Näherung dar.

Das Literaturstudium ergibt, daß ausreichende Kenntnisse über den Aufbau von Eigenspannungen und der von diesen erzeugten Ribbildung in Verbindung mit genaueren Werkstoffansätzen für jungen Beton noch nicht vorliegen.

Die induzierten Temperaturspannungen sind das Ergebnis von Temperaturunterschieden zwischen Kern und Rand des Bauteils. Das Bauteil wird hier als äußerlich unbehindert betrachtet, so daß keine äußeren Zwangspannungen entstehen.

Es wird ein Wandausschnitt aus einer unendlich ausgedehnten Wand der Dicke d (Schichtbreite d , Schichthöhe $h \geq 1_R$) betrachtet. Die Wand kühlt über die Seitenfläche = Schichthöhe aus. Die Felder der Temperatur und des Hydratationsgrads sind zur Mittelachse der Wand symmetrisch.

Zur Berechnung der Eigenspannungen wird das bereits beschriebene Lamellenverfahren angewandt. Das Bauteil wird in diskrete Lamellenele-

mente unterteilt. Jede Lamelle wird mit ihren momentanen Werkstoffeigenschaften ausgestattet, die sich aus der Erhärtungsgeschichte ergeben. Die Dicke der Lamellen wird gleich angenommen. Das Modell ist in Abb. 9.9 dargestellt. In Abb. 9.9 bedeuten E_l , R_l und P_l die Zug-E-Module, Relaxationsmodule und Prozeßzonenmodule; jeder von ihnen wurde in der Mitte eines Zeitschrittes bestimmt. Weil der Spannungsberechnung die σ_z - ε_R -Linie der Rißprozeßzone zugrundegelegt wird (s. Abb. 8.24, Gl.n. (8.49 und 8.52)) muß die Lamellenbreite $\alpha \cdot d$ der Breite der Rißprozeßzone in etwa entsprechen. Damit wird die Inhomogenität des Betons quasikontinuumsmechanisch erfaßt.

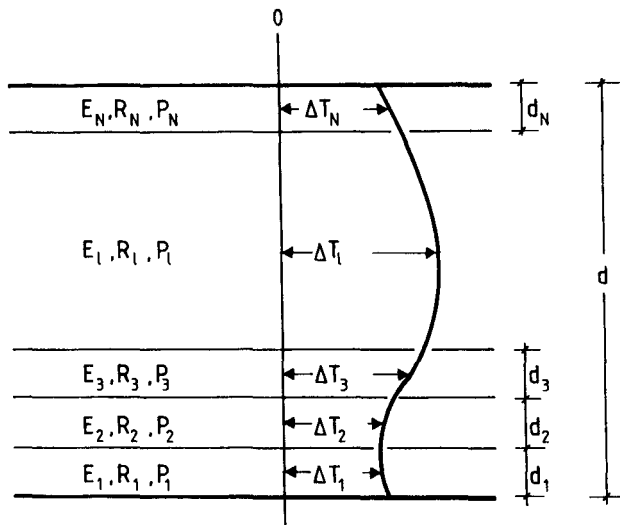


Abb. 9.9: Schematische Teilung der Struktur in n diskrete Lamellen der Dicke $d_N = d/10$ und Darstellung der individuellen Temperaturänderung ΔT_l während eines Zeitintervalls Δt

Das in dieser Arbeit verwendete Modell von Pusch /59/ mußte erweitert werden, um die zeit- und ortsveränderlichen Eigenschaften des jungen Betons zu erfassen. Der Berechnungsalgorithmus wurde in einem FORTRAN 77 Programm, genannt "SAS-N" (Spannungsanalyse von Strukturen unter einachsiger Beanspruchung), zusammengefaßt, das für Personalcomputer ausgelegt ist. Die kompakte, binäre Ausgabe von "TAS-2" bildet dabei die Schnittstelle zwischen der zweidimensionalen Temperatur- und

Hydratationsgradberechnung sowie der eindimensionalen Spannungsberechnung, die individuell für verschiedene ortsabhängige Schnitte ausgewählt werden kann.

9.4.2 Voraussetzungen und Berechnungsweg

Folgende Voraussetzungen gelten:

- 1) Der Querschnitt bleibt eben. Die Eigenspannungen eliminieren die Diskrepanz der freien thermischen Verschiebungen.
- 2) Das Momenten- und Kräftegleichgewicht ist gewahrt.
- 3) Das Werkstoffgesetz von Abschn. 8.7, Abb. 8.24 wird angewandt.

Die Ermittlung der Eigenspannungen im viskoelastischen und durch Mikrorisse verweichenden Körper kann nur numerisch und zeitinkrementell erfolgen. Im folgenden wird zur Erläuterung des Vorgehens die Berechnung an einem Wandstreifen mit je zwei Lamellen je Hälfte gezeigt. Die Lösung wird dann auf 1 Lamellen erweitert.

In jeder Lamelle wird das Spannungsinkrement nach den im Abschn. 8 erarbeiteten Werkstoffansätzen und unter Verwendung der in Abschn. 9.3 dargestellten numerischen Prozeduren zu

$$\Delta\sigma_{i,l} = E_{i,l} (\Delta\varepsilon_{T,i,l} - \Delta\varepsilon_{el,i,l} - \Delta\varepsilon_{vis,i,l} - \Delta\varepsilon_{R,i,l}) \quad (9.15)$$

bzw. für den Nachbruchbereich zu

$$\Delta\sigma_{i,l} = E_{i,l} \cdot (\Delta\varepsilon_{T,i,l} - \Delta\varepsilon_{R,i,l} + \varepsilon_{p,i,l}) \quad (9.16)$$

berechnet. Darin steht der Index l für die individuelle Lamelle. Die Bilanz des Gleichungssystems ist für den elastischen Fall und das Nachbruchverhalten nach /94/ eindeutig lösbar. Wenn die Relaxation und deren Geschichte jedoch integriert werden sollen, so ist folgendes Doppelintegral für die Gleichgewichtsbedingung zu lösen,

$$0 = \int_A \int_0^t \frac{\partial \varepsilon_{zw}(x,y,t_i)}{\partial t_i} E(x,y,t_i) \cdot \psi(t - t_i, t_i) \cdot dt_i \cdot dx \cdot dy \quad (9.17)$$

bzw. für 1 Lamellen zum Zeitpunkt i:

$$\Delta \varepsilon_i^1 = \varepsilon_m - \varepsilon_{0i}^1 = \frac{\sigma_i^1}{E_1^1} \quad (9.20)$$

Das Kräftegleichgewicht erfordert:

$$\sigma_1^1 + \sigma_1^2 = 0$$

$$\text{bzw.} \quad (9.21)$$

$$\sigma_1^1 = -\sigma_1^2$$

mit den Gl. (9.16) und (9.17) ergibt sich die mittlere Dehnung in der ersten Zeitstufe zu:

$$\varepsilon_{m1} = \frac{\varepsilon_{01}^1 \cdot E_1^1 + \varepsilon_{01}^2 \cdot E_1^2}{E_1^1 + E_1^2} \quad (9.22)$$

Bzw. bei 1 Lamellen im i-ten. Schritt:

$$\varepsilon_{mi} = \frac{\sum \varepsilon_{0i}^1 \cdot E_i^1}{\sum E_i^1} \quad (9.23)$$

Somit läßt sich die Spannung in jeder Lamelle wie folgt ausdrücken:

$$\sigma_1^1 = \Delta \varepsilon_1^1 \cdot E_1^1 = E_1^1 \cdot (\varepsilon_{m1} - \varepsilon_{01}^1) = E_1^1 \left[\frac{\varepsilon_{01}^1 \cdot E_1^1 + \varepsilon_{01}^2 \cdot E_1^2}{E_1^1 + E_1^2} - \varepsilon_{01}^1 \right] \quad (9.24)$$

bzw. allgemein bei 1 Lamellen im Zeitpunkt i

$$\sigma_1^1 = \Delta \varepsilon_i^1 \cdot E_i^1 = E_i^1 \cdot (\varepsilon_{mi}^1 - \varepsilon_{oi}^1) = E_i^1 \cdot \left[\frac{\sum_{l=1}^m \varepsilon_{oi}^l \cdot E_i^l}{\sum_{l=1}^m E_i^l} - \varepsilon_{oi}^1 \right] \quad (9.25)$$

Das Lamellenprinzip stellt nur eine diskrete Lösung mit endlichen Lamellenbreiten dar. Es kann das Kontinuum nur vereinfacht wiedergeben. Berücksichtigt man diese Vereinfachungen bei der Spannungsrelaxation, so läßt sich der Relaxationsanteil einer jeden Lamelle innerhalb einer Dehnungsstufe, die auch als Zeitstufe aufgefaßt werden kann, ermitteln. Das Spannungsgleichgewicht errechnet sich dann mit den bereits relaxierten resultierenden Spannungen des vorherigen Schrittes. Die Superposition der einzelnen Dehnungsstufen läßt sich damit getrennt für jede Lamelle nach Abschn. 8.5 betrachten.

9.4.3 Vergleich der rechnerischen Eigenspannungen und Rißbildung mit den Ergebnissen der Eigenspannungsversuche

Bei den Eigenspannungsversuchen (Abschn. 7.3.6) handelt es sich um einen symmetrischen Querschnitt, der eine eindimensionale symmetrische Temperaturänderung erfährt und durch Eigenspannungen beansprucht wurde (ebener Spannungszustand). Es kann deshalb der halbe Querschnitt mit vorgegebener Krümmung $\kappa = 0$ für die Rechnung betrachtet werden. Die Wand kann sich in Längsrichtung frei verformen. Ziel dieser Betrachtung ist die orts- und zeitabhängige Spannungsverteilung im Verhältnis zur aktuellen Zugfestigkeit. Die Entscheidung, ob der Beton in der betrachteten Lamelle einreißt, wird von dem Erreichen der dem Hydratationsfortschritt entsprechenden Zugfestigkeit abhängig gemacht.

In Abb. 9.11 bis 9.14 sind die Ergebnisse der Berechnungen dargestellt. Die Temperatur- und Hydratationsgradfelder (hier nicht dargestellt) wurden mit "TAS-2" berechnet, wobei entsprechend den Versuchsbedingungen die Betonzusammensetzung, Wärmeübergangsbedingungen und die künstliche Kühlung der Stirnseiten zu verschiedenen Zeitpunkten rechnerisch simuliert wurde.

Die berechneten Temperaturfelder entsprechen weitgehend den gemessenen. Die Spannungsberechnungen zeigen im Bereich bis zur künstlichen Kühlung kleine Druckspannungen in der Kernlamelle (σ_5) sowie kleine Zugspannungen in den Randlamellen ($\sigma_1 - \sigma_4$). Es fällt auf, daß die Spannungen zunächst zunehmen, wieder geringer werden, dann aber ihr Vorzeichen wechseln und mit umgekehrten Vorzeichen wieder zunehmen. Mit dem Einsetzen der künstlichen Kühlung entwickeln sich spontan Zugspannungen in den Randlamellen ($\sigma_1 - \sigma_4$) sowie Druckspannungen im

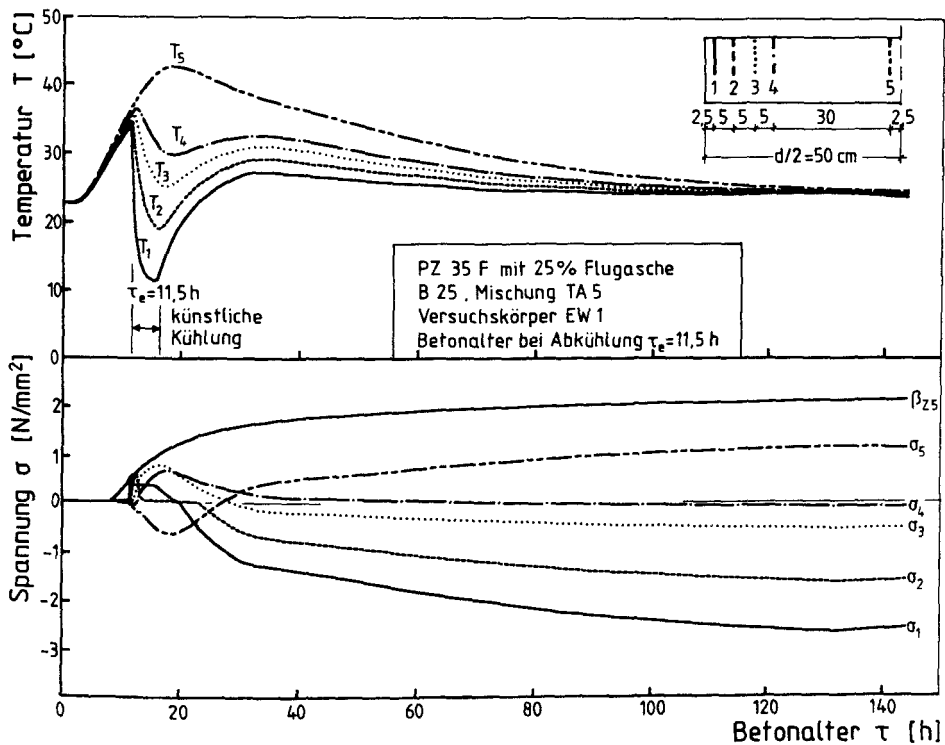


Abb. 9.11: Rechnerischer Temperatur- und Eigenspannungsverlauf im Versuchskörper EW 1

Kernbereich (σ_5). Die Zugspannungen im Randbereich erreichen zeitversetzt ihr Maximum. Wenn das Spannungsmaximum die Zugfestigkeit erreicht, so überschreitet diese Lamelle die Bruchdehnung ϵ_p , und es erfolgt ein mehr oder weniger zügiger Abbau der Spannungen in der als gerissen zu bezeichnenden Lamelle. Die dann noch übertragbare Zugspan-

nung wird von der zeit-, dehnungsgeschwindigkeits- und ortsabhängigen vollständigen σ - ε -Linie bestimmt. Dabei kann es durch die Umlagerung der Kräfte im Querschnitt zu Entlastungsvorgängen kommen, so daß die in Abschn. 8. beschriebene Entlastungslinie beschriftet wird. Die Spannungen bauen sich im gesamten Bauteil mit abnehmender Temperaturgradienten (Abstand zwischen T_1 und T_5) ab und kehren ihr Vorzeichen wieder um. Bei ausgeglichenem Temperaturfeld (nach 150 h) verbleibt im Kern (σ_5) eine Zugspannung von (0,5 - 1 N/mm²) und die äußeren Randlamellen 1 und 2 verbleiben mit bis zu 3 N/mm² druckbeansprucht. Der Grund dafür liegt einerseits in der unterschiedlichen Festigkeits- und Steifigkeitsentwicklung über den Querschnitt und dem Betonalter und andererseits in der zeitveränderlichen Temperaturgradienten und den viskoelastischen und plastischen Verformungen.

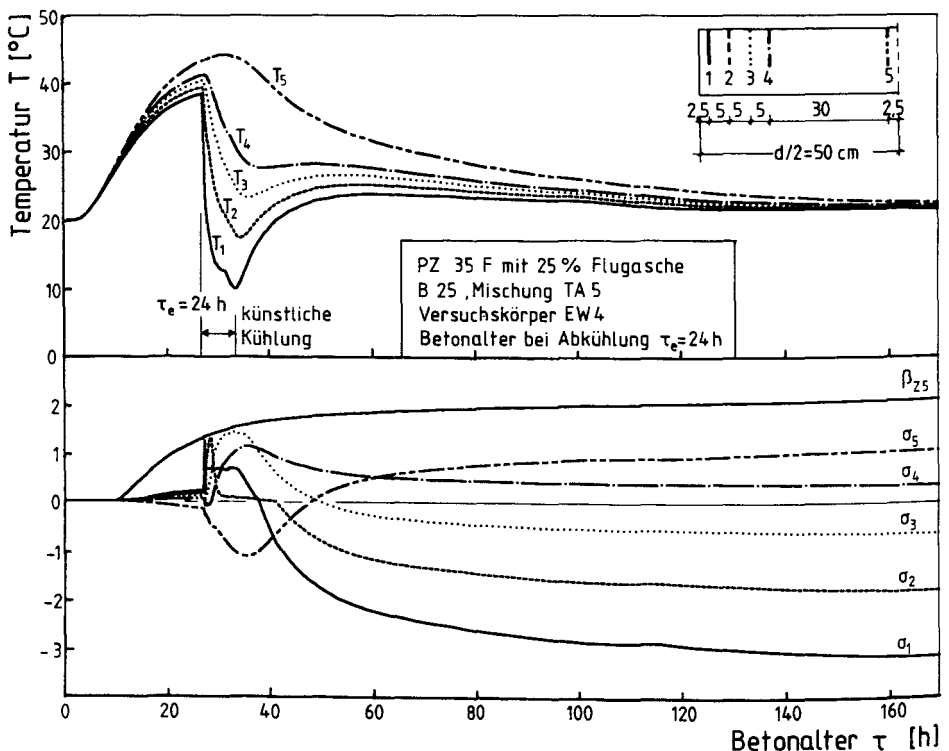


Abb. 9.12: Rechnerischer Temperatur- und Eigenspannungsverlauf im Versuchskörper EW 2

Die mittlere gemessene Einrißtiefe (Tab. 7.1) konnte in den Berechnungen nicht in voller Größe bestätigt werden. Die tendenzielle Größe in Abhängigkeit vom Betonalter bei Abkühlung wird deutlich. Da bei den Berechnungen von reinen Laborfestigkeiten ausgegangen wurde und noch keine Streuung der Zugfestigkeit eingeschlossen ist, müßte für die Rißwahrscheinlichkeit ein Vertrauensbereich eingeräumt werden, der 75 % der Laborzugfestigkeit nicht überschreiten sollte. Die an Bohrkernen aus den Eigenspannungs- und Temperaturversuchskörpern /121/ gemessene Zugfestigkeit hatte eine Standardabweichung von 0,27, bezogen auf $\beta_Z(m=1)$. Zieht man diese Überlegung bei der Beurteilung der Ein

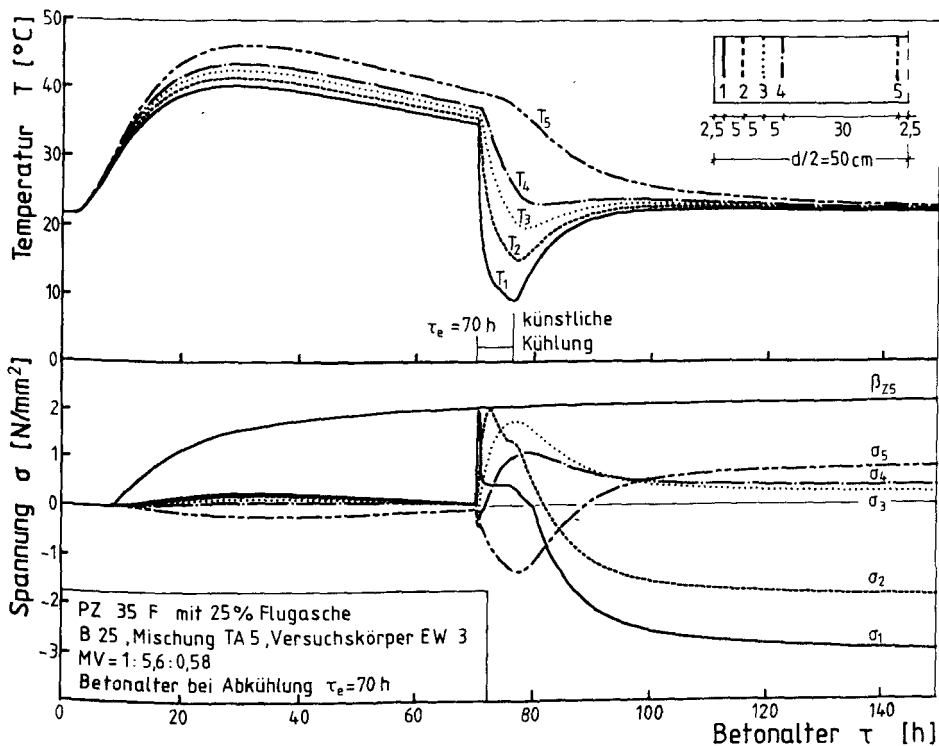


Abb. 9.13: Rechnerischer Temperatur- und Eigenspannungsverlauf im Versuchskörper EW 3

rißtiefe mit ein, dann beträgt die rechnerische Einrißtiefe im Versuchskörper EW 3 (Abb. 9.13) 15,0 cm, sie entspricht der gemessenen

Einrißtiefe (Tab. 7.1) von 15,5 cm. Die Versuchsnachrechnungen, Abb. 9.11 bis 9.14, zeigen damit eine gute Übereinstimmung.

In den Eigenspannungskörpern wurden an einigen Stellen Betondehnungen gemessen (s. Abschn. 7.3.6.2). Da sie temperaturkompensiert wurden, können sie sich nur aus elastischen, viskoelastischen und plastischen Dehnungen zusammensetzen. Wenn man vom ungerissenen und mäßig beanspruchten Betonstab ausgeht, so bestehen sie im wesentlichen aus elastischen Anteilen. Der elastische Anteil der Dehnungen aus Eigenspannungen läßt sich rechnerisch aus den Eigenspannungen σ_E und dem hydrationsgradabhängigen Elastizitätsmodul bestimmen. In Abb. 9.15 sind

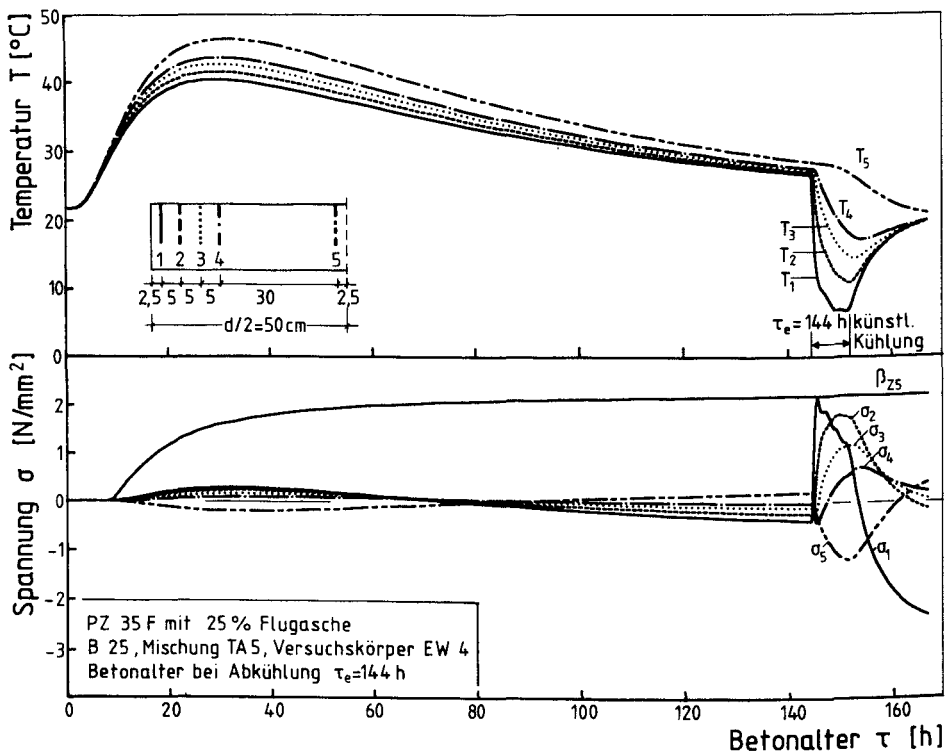


Abb. 9.14: Rechnerischer Temperatur- und Eigenspannungsverlauf im Versuchskörper EW 4

die gemessenen Dehnungen den rechnerischen Dehnungen im Abkühlzeitraum gegenübergestellt. Die rechnerischen Dehnungen entsprechen weitgehend

den gemessenen. Voraussetzung für diese Annahme ist, daß die Dehnungsmeßstellen außerhalb der Rißprozeßzone eines diskreten Risses liegen.

In Abb. 9.15 sind zusätzlich die rechnerischen Gesamtdehnungen einschließlich der plastischen und viskoelastischen Dehnungen aufgetragen. Sie betragen im Randbereich ein Vielfaches der elastischen Dehnungen. Mit dieser Meßmethode ist eine relativ einfache Kontrolle der rechnerischen Spannungen möglich.

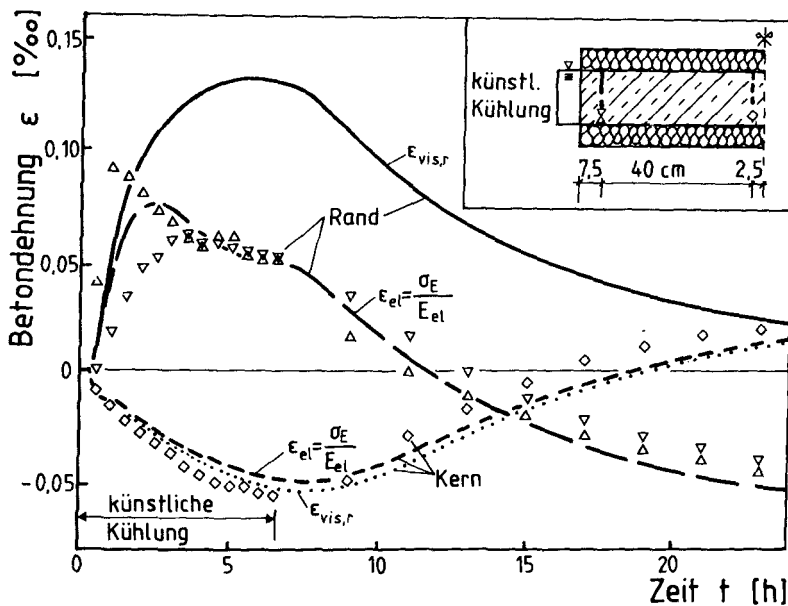


Abb. 9.15: Vergleich der gemessenen Eigenspannungsdehnungen (EW3) mit den gerechneten Dehnungen

9.4.4 Parameterstudie der Eigen- und Zwangspannungen bei unterschiedlichen Erhärtingsbedingungen

In den folgenden Studien werden unter Annahme der entwickelten Werkstoffansätze Eigenspannungsrechnungen mit folgenden Parametervariationen durchgeführt:

- Zementgehalt

- Bauteildicke
- Schalungsart und Ausschalzeitpunkt
- Frischbeton- und Umgebungstemperatur
- Wärmeübergangsbedingungen
- Unsymmetrische Temperaturverteilung

Zusätzlich wird an zwei ausgewählten Bauteilquerschnitten ein totaler zentrischer Zwang simuliert.

Als Grundkörper für alle Parameterstudien wurde die 1 m dicke Wand gewählt (Abb. 9.16 und 9.17). Die Betonzusammensetzung entspricht im wesentlichen der Mischung TA 5, ihr Zementgehalt wurde auf 300 kg/m^3 erhöht. Der Wärmeübergang wurde für eine Windgeschwindigkeit von 5 m/sec und eine Stahlschalung ausgelegt. Die Stahlschalung erwies sich als unbedeutend bezüglich der Wärmeableitung. Es zeigte sich, daß der un-

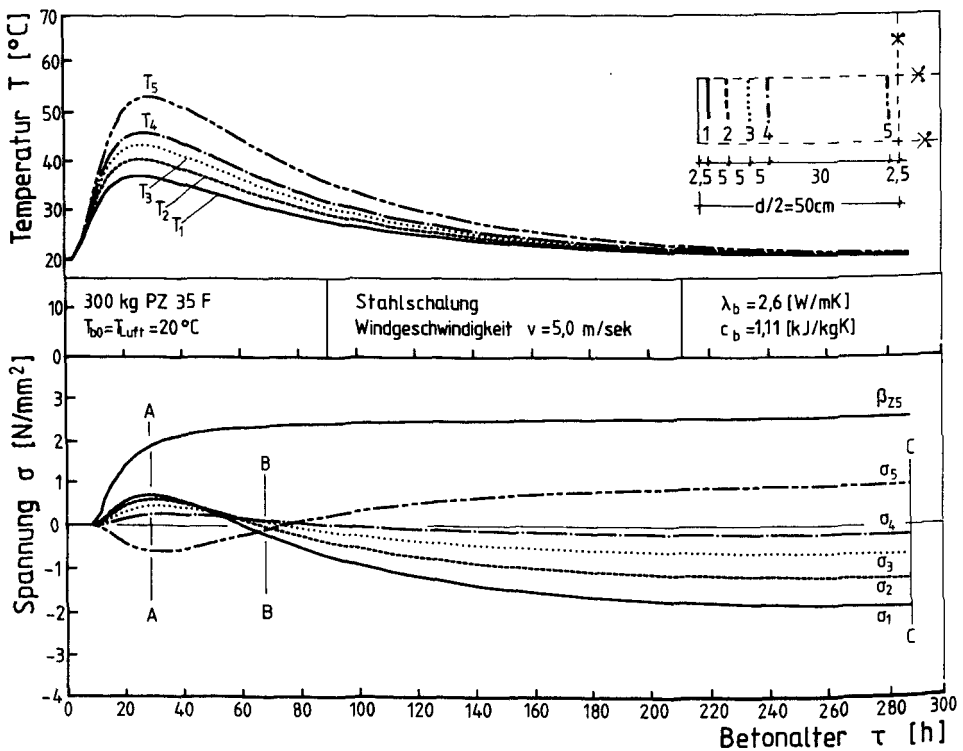


Abb. 9.16: Charakteristischer Temperatur- und Eigenspannungsverlauf in einer Wand

geschalte Betonkörper eine ähnliche Wärmeableitung hat, somit gibt es bei Stahlschalung keine Ausschaleinflüsse auf den Temperaturverlauf. Bei einer Frischbeton- und Lufttemperatur von 20 °C ergab sich ein Eigenspannungsverlauf, der zunächst Zugspannungen im Randbereich und Druckspannungen im Kern hervorruft. Die Eigenspannungen bauen sich zügig wieder ab und führen ab ca. 60 h zu einem Eigenspannungszustand mit umgekehrten Vorzeichen, Druckspannungen im Randbereich und Zugspannungen im Kern. Die Beträge der Spannungen vergrößern sich, bis die Temperaturgradiente abgebaut ist und eine ausgeglichene konstante Bauteiltemperatur erreicht ist. Bis zum Betonalter ($\tau = 288$ h) konnte kein wesentlicher Abbau dieses Spannungszustandes durch Relaxation festgestellt werden. Die Eigenspannungsbeträge liegen im Grundquerschnitt im Zugbereich immer unter 50 % der Zugfestigkeit und führen somit zu keiner Schädigung.

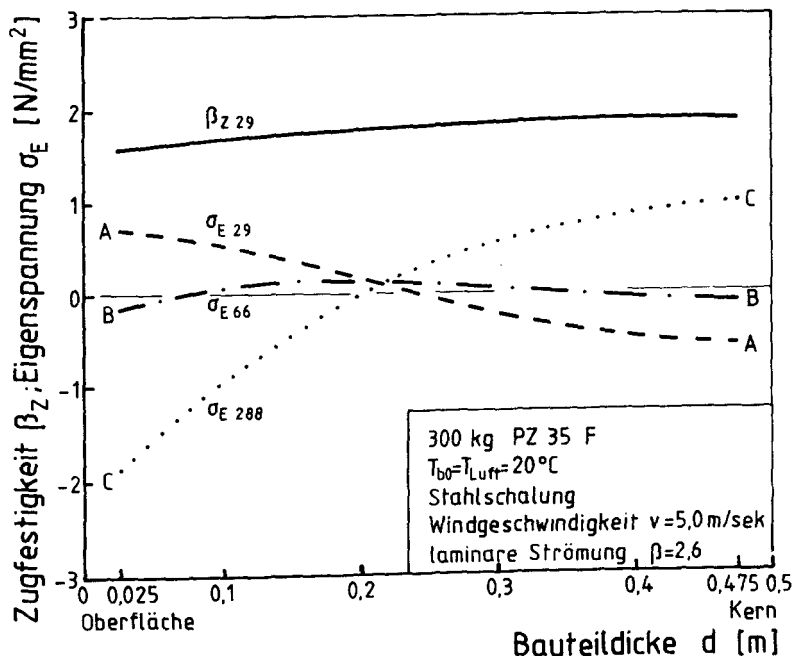


Abb. 9.17: Charakteristische Eigenspannungsverteilung in einer Wand

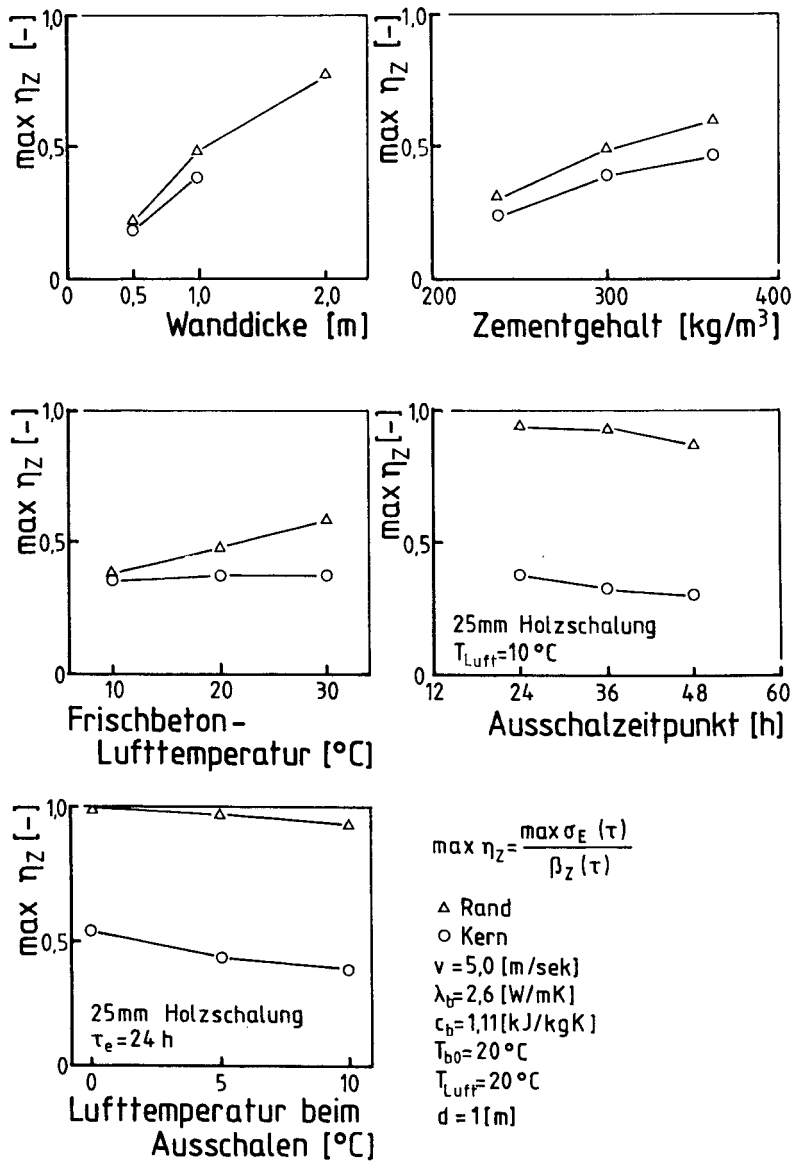


Abb. 9.18: Parameterstudien der maximalen relativen Eigenspannung

Für die Darstellung der grundsätzlichen Parametereinflüsse wurde die maximale relative Spannung zu $\max \eta_Z = \sigma_E(\tau) / \beta_Z(\tau)$ ermittelt. In Abb. 9.18 sind diese in Abhängigkeit von verschiedenen Parametern dargestellt.

Die Bauteildicke hat den größten Einfluß auf die Eigenspannungsentwicklung, so daß bei einem Querschnitt von 2 m Dicke schon mehr als 75 % der Zugfestigkeit erreicht werden. Der Zementgehalt wirkt sich auf die Eigenspannungsentwicklung nur unwesentlich aus, so daß bei einem Zementgehalt von 360 kg/m^3 60 % der Zugfestigkeit erreicht werden. Wenn Frischbeton und Lufttemperatur erhöht oder erniedrigt werden, so ergeben sich maximale Zugeigenspannungen zwischen ca. 40 und 60 % der Zugfestigkeit.

Hohe Eigenspannungen ergeben sich, wenn die Frischbetontemperatur mit 20°C wesentlich über der Lufttemperatur von 10°C liegt und gleichzeitig eine Holzschalung verwendet wird. Die Zugeigenspannungen liegen bei ca. 90 % der Zugfestigkeit und fallen nur unbedeutend ab, wenn die Ausschalzeitpunkte von 24 auf 48 h verschoben werden. Wenn die Lufttemperaturen weiter auf 0°C abgesenkt werden, so erreicht die Eigenspannung die Zugfestigkeit.

Bei allen Betrachtungen muß berücksichtigt werden, daß die gewählte Wärmeentwicklungsfunktion aus der Mischung TA 5 mit 240 PZ 35 und 25 % Flugasche ermittelt wurde und die Festigkeits- und E-Modulzuwächse für höhere Zementgehalte aus Erfahrungswerten geschätzt wurden. Zur zuverlässigen Bestimmung von Temperaturspannungen sind grundsätzlich die Wärmeentwicklungsfunktionen der zu verwendenden Betonzusammensetzung und einige charakteristische Festigkeits- und E-Modulwerte bei bekanntem Hydratationsgrad zu ermitteln.

Zur Verdeutlichung, wie schwierig eine Verallgemeinerung des Eigenspannungsverlaufes ist, wird in Abb. 9.19 die Temperatur- und Eigenspannungsentwicklung für eine zeitweilig wärmegeämmte Sohlplatte dargestellt. Zunächst erfolgt der wesentliche Wärmeabfluß zum Erdboden, ohne daß nennenswerte Eigenspannungen entstehen. Wird die oberseitige Wärmedämmung nach 48 h entfernt, so stellen sich erhebliche Eigenspannungen ein, die zu Einrissen führen.

Der normale Praxisfall ist die Überlagerung von Eigenspannungen aus unterschiedlichen, veränderlichen Temperaturen im Querschnitt und von Zwangsspannungen infolge äußerer Behinderung. Im folgenden werden zwei Beispiele dieser Beanspruchungskombination dargestellt.

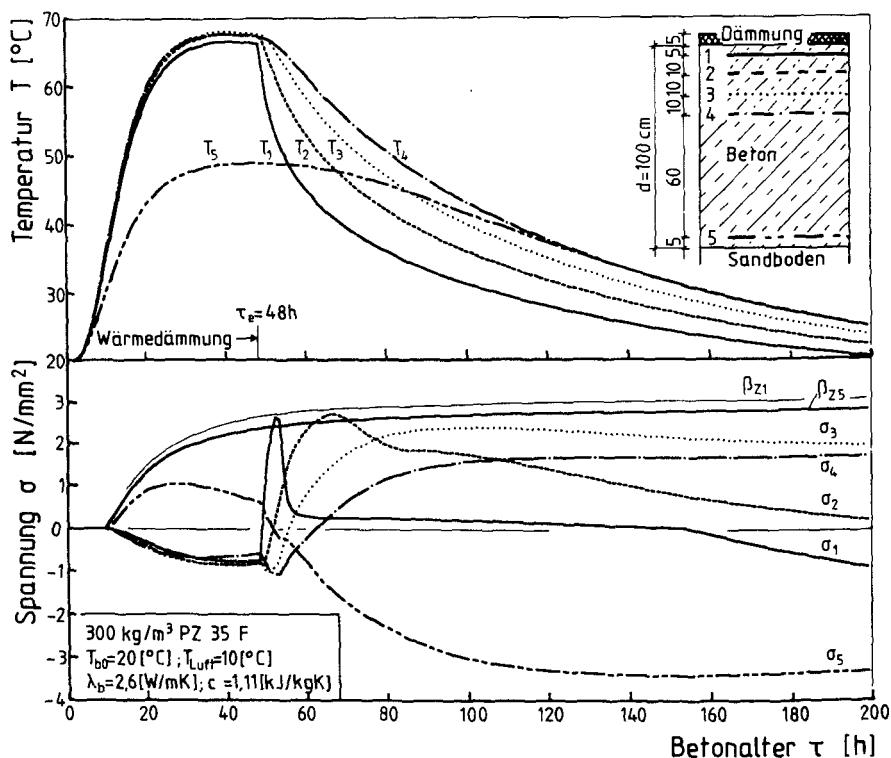


Abb. 9.19: Eigenspannungsverlauf in einer zeitweise wärmedämmten Sohlplatte

Ausgehend von dem Grundkörper Abb. 9.15 wurde die freie mittlere Längsdehnung vollständig behindert. In Abb. 9.20 sind der Spannungsverlauf im halben Bauteilquerschnitt und einige Schnitte dargestellt. Es tritt ein ähnlicher Spannungsverlauf wie am gezwängten einfachen Stab ein. Die Spannungsgradienten zwischen Kern und Rand ist für ausgewählte Zeitpunkte im Schnittbild ersichtlich. Im Druckspannungsmaximum $\tau \approx 24$ h sind die Zugeigenspannungen des Grundkörpers in Abb. 9.16 vollständig überdrückt, so daß sich im Randbereich um nahezu 2 N/mm^2 geringere Druckspannungen ergeben. Nach ca. 60 bis 70 Stunden kehrt

sich die Gradiente durch den Eigenspannungsverlauf bei gleichzeitiger Zugspannungsentwicklung um, so daß im Kern höhere Zugspannungen auftreten als im Randbereich. Der Querschnitt reißt nach 100 h vom Kern her ein bzw. bei $l \gg l_R$ sofort durch, während er bei $l \leq l_R$ im Randbereich erst nach 288 h durchreißen würde.

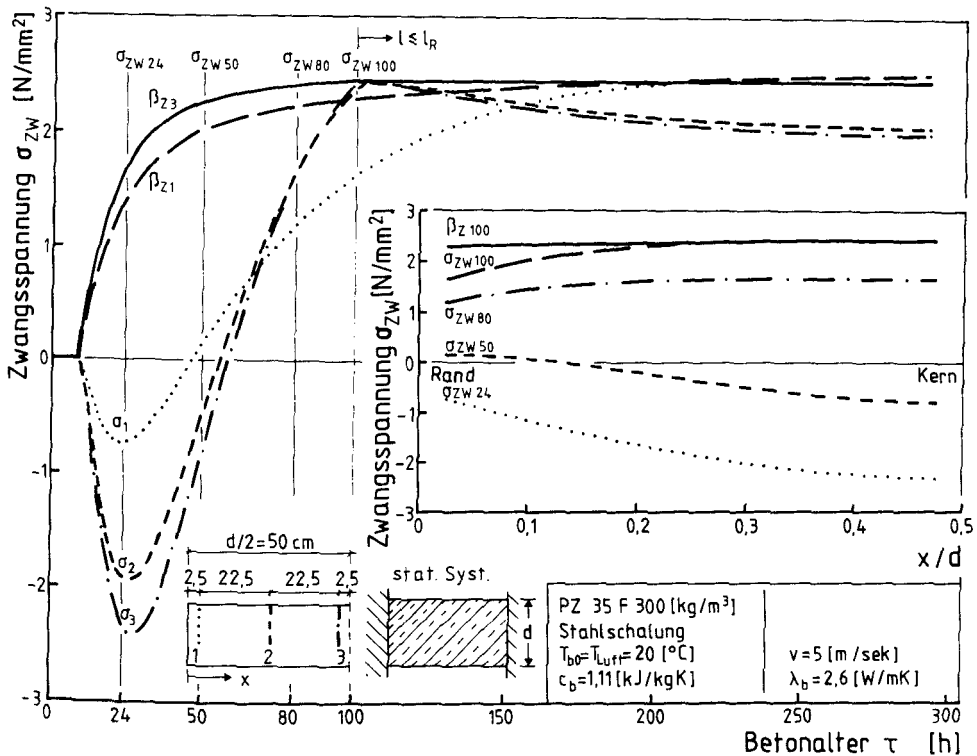


Abb. 9.20: Überlagerung von Zwang- und Eigenspannungen am total gezwängtem Bauteil bei gleichmäßigem Temperaturabbau (entspr. Stahlschalung)

In dem zweiten untersuchten Beispiel (Abb. 9.21) härtet die Wand bis $\tau = 24$ h in einer Holzschalung aus und wird dann bei niedrigeren Lufttemperaturen ausgeschalt. Die entsprechende Eigenspannungsberechnung führt unmittelbar nach dem Ausschalen zu hohen Eigenspannungen (Abb. 9.18), dies führt bei der Überlagerung mit zentrischem Zwang zu einem früheren Durchriß zwischen $\tau = 60 - 70$ h und zwar von außen nach in-

nen. Die Spannungsgradienten kehrt sich erst im Nachbruchbereich bei

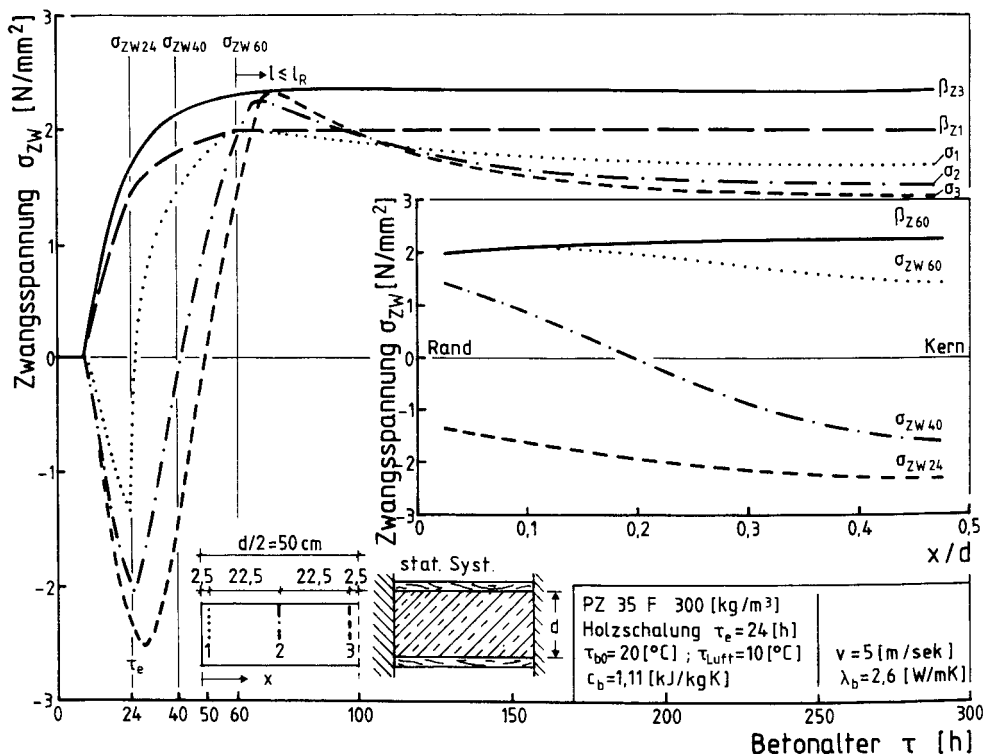


Abb. 9.21: Überlagerung von Zwang- und Eigenspannungen am total gezwängten Bauteil bei raschem Temperaturabbau (entspr. Holzschalung, früh ausgeschalt)

Allgemein läßt sich sagen, daß der Durchriß grundsätzlich bei geringen, sich langsam auf- und abbauenden Eigenspannungen von innen nach außen erfolgt, während er nur bei frühen plötzlichen Eigenspannungen von außen nach innen verlaufen kann. Dies erklärt die häufig sehr spät sichtbaren Zwangspannungsrisse in relativ gleichmäßigen auskühlenden mäßig dicken Bauteilen.

9.5 Zusammenfassung und Ausblick

Zur Vorhersage des Temperaturfelds und der daraus folgenden Spannungen wurde das Wärmequellenglied und die Hydratationsgradberechnung in ein

zweidimensionales FEM-Programm "TAS-2" implementiert. Die Temperaturberechnungen konnten die eigenen Meßergebnisse weitgehend bestätigen. Die Programmstruktur, aufbereitet für das Betriebssystem MS-DOS, ist mit graphischen Ausgaberoutinen und komprimierter Binärdatei ausgestattet, so daß mit einer Auswerteroutine beliebige Schnitte für eine Spannungsberechnung ausgewählt werden können. Das Werkstoffmodell wurde zunächst am dehngesteuerten langsamen Zugversuch geeicht, dabei erwies sich das Superpositionsmodell zur Überlagerung der rheologischen Eigenschaften mit einzelnen Dehnungsstößen als ungeeignet. Mit dem rechentechnisch aufwendigeren Superpositionsprinzip der Dehnungsstufen unter Berücksichtigung der Relaxationsgeschichte und unter gleichzeitiger Berücksichtigung der plastischen Prozeßzonendehnung konnten die Versuchsergebnisse gut bestätigt werden. Am einachsigen gezwängten Zugstab wurde dann der Rechenalgorithmus für die Druck- und Zugphase entwickelt, die sich aus der Temperaturdehnung ergibt.

Für die Berechnung von Eigenspannungsverteilung und -entwicklung im Bauteilquerschnitt wurde auf der Grundlage eines Lamellenansatzes /94/, der für die Belange des jungen Betons geändert wurde, das PC-Programm "SAS-N" entwickelt, so daß auf die Binärdatenbasis von "TAS2" direkter Zugriff besteht. Mit diesem Programm konnten Eigenspannungsversuche nachgerechnet und Parameterstudien durchgeführt werden. In ausgewählten Kombinationen wurde zusätzlich eine Zwangspannungsüberlagerung simuliert. Aus den Berechnungen ergeben sich Zugspannungen sowohl im Rand- als auch im Kernbereich von Bauteilquerschnitten, die bei Zwangspannungsüberlagerungen auch zum Ein- bzw. Durchreißen vom Kern aus führen können. Allgemeingültige Richtlinien lassen sich aus den Studien nicht ableiten. Es zeigt sich, daß die Änderung eines Parameters auf den Spannungsverlauf großen Einfluß haben kann. Für zuverlässige Temperaturspannungsberechnungen sind Werkstoffparameter und Hydratationsablauf experimentell mit den vorgesehenen Betonzusammensetzungen einschließlich Zusatzmittel zu bestimmen.

10. ZUSAMMENFASSUNG UND SCHLUSSBEMERKUNG

Diese Arbeit setzt sich zum Ziel, ein Werkstoffmodell zur Analyse von Temperaturspannungen in Betonbauteilen, hervorgerufen durch Hydratationswärme, zu formulieren. Die wichtigsten Schritte der Arbeit sind:

- Erfassung des Hydratationsprozesses, Verknüpfung mit der Prozeßtemperatur und Berechnung von Temperatur- und Hydratationsgradfeldern,
- Entwicklung eines Werkstoffmodells der mechanischen Eigenschaften des jungen Betons in Abhängigkeit vom Hydratationsfortschritt basierend auf Elastizität, Viskoplastizität und Prozeßzonendehnung,
- Experimentelle Untersuchungen zur Überprüfung des Modells und zur Bestimmung der Materialparameter,
- Exemplarische Anwendung des Modells zur Berechnung der Eigen- und Zwangsspannungen in massigen Bauteilen (hier noch eindimensional).

Der Beton wird im Zeitraum der ersten 4 Tage nach Mischungsbeginn als jung definiert. In diesem Zeitraum verläuft die Erhärtungsreaktion des Zementsteins am schnellsten. Hydratationswärme wird freigesetzt, der Beton erwärmt sich. Wird die freie thermische Dehnung behindert, so erfolgt dies in der ersten Zeit beinahe ohne Spannungsantwort, da der Elastizitätsmodul des Betons noch gering und sein Relaxationsvermögen groß ist. Synchron mit dem Hydratationsfortschritt entwickeln sich die mechanischen Eigenschaften. Im Zuge der Abkühlung des Bauteils ist der Elastizitätsmodul des Betons so weit angewachsen, daß sich thermische Spannungen entwickeln, wenn die Abkühlung inhomogen erfolgt oder die Verkürzungen behindert werden. Die Spannungen können die Zugfestigkeit erreichen. Es können Risse infolge von Zwang und/oder Eigenspannung entstehen.

Da der Hydratationsprozeß eine Schlüsselstellung für das Verhalten "jungen Betons" einnimmt, werden zunächst die Grundlagen der Zementhydratation und deren experimentelle Erfassung sowie deren empirische Formulierung dargestellt. Die Einflüsse, die aus der Zementart und -menge, dem w/z-Wert, den Betonzusatzmitteln und -stoffen sowie aus dem Erhärtungsklima entstehen, können durch Laborversuche an Betonzusammensetzungen entsprechend dem Bauwerksbeton weitgehend erfaßt werden. Ihre Berücksichtigung erfolgt in der jeweiligen Anpassung der Hy-

dratationsfunktion. Hydratationsfortschritt und Prozeßtemperatur werden durch die Reifefunktion von Freiesleben/Arrhenius verknüpft. Die Verknüpfung ist in der Lage, die Zeitverzerrung zwischen adiabatischem Prozeß, isothermer Grundfunktion und Wärmeentwicklungsprozeß im Bauteil in weitem Temperaturbereich gut zu beschreiben. Die Beschreibung der Betonerhärtung auf Basis der Reaktionsmechanismen der Zementerhärtung ist für praktische Anwendungen nicht geeignet.

Die wirklichkeitsnähere Berechnung der Zwang- und Eigenspannungen in Bauteilen infolge Erwärmung im Zuge der Hydratation und der daran anschließenden Abkühlung erfordert entsprechend genaue Werkstoffgesetze. Die Temperatur im massigen Bauteil ist inhomogen verteilt und ändert sich ständig, damit auch die thermischen Verformungen. Ebenso sind die Verformungseigenschaften des Betons in diesem Stadium stark zeitabhängig. Die Zusammenhänge zwischen den Steifigkeiten, Festigkeiten und den anderen Werkstoffeigenschaften, die für die Spannungsberechnung benötigt werden, müssen die zusätzlichen Einflüsse aus Betonzusammensetzung, Erhärtungsbedingungen und Zeitentwicklung der Eigenschaften berücksichtigen.

Zur Entwicklung und Verifizierung der eigenen Werkstoffansätze waren Versuche erforderlich. Das diesen zugrundegelegte Modell ist die massive Wand. Die Wand, eindimensional auskühlend und durch ebene Spannungen beansprucht, wird der Ermittlung von Werkstoffgesetzen des jungen Betons zugrundegelegt. Es wurden vor allem das viskoelastische Verhalten und der Reißprozeß des jungen Betons in der durch Zugeigen- spannungen beanspruchten Randzone der Wand modelliert. Zunächst wurden Versuche zur adiabatischen Wärmeentwicklung durchgeführt, mit denen die Wärmequellenfunktionen abgeleitet wurden. Die Temperaturversuche an Wandausschnitten dienen zur Überprüfung der orts- und zeitabhängigen Temperaturentwicklung sowie zur Generierung von Steuerfunktionen $T(t)$ für die Zugversuche. An liegend in der Prüfeinrichtung hergestellten Zugkörpern sowie an gesondert hergestellten Körpern wurden Zug-, Kerbzug-, Zugrelaxations- und Zugkriechversuche unter Beanspruchungen durchgeführt, die für die Randzone der Wand zutreffen. Die Versuche stellen Bausteine zur Formulierung von Werkstoffgesetzen des jungen Betons dar. Die Eignung der Werkstoffgesetze zur Vorhersage von Spannungen und Einrißbildungen wurde mit den Eigenspannungsversuchen

an horizontalen Wandausschnitten, die an den Wandoberflächenseiten gekühlt wurden, überprüft.

Die Entwicklungsfunktion der mechanischen Eigenschaften konnten im Vergleich zu den stark nichtlinearen Abhängigkeiten vom Betonalter durch den Bezug auf den Hydratationsgrad weitgehend linearisiert werden. Für die vollständige Spannungsverformungs-Kennlinie für Zug unter Einschluß der Entfestigungsprozesse im abfallenden Ast der σ - ε -Linie wurden in Abhängigkeit vom Hydratationsfortschritt und der Verformungsgeschwindigkeit einfache Rechenansätze formuliert.

Zur Beschreibung des zeitlichen Verlaufs der Relaxation von Zugspannungen hat sich der Potenzansatz von Wittmann /152/ als geeignet erwiesen, wobei die Parameter durch den Hydratationsfortschritt beschrieben werden. Es ist gerechtfertigt, diesen Ansatz auch für die Druckrelaxation bei niedrigem Beanspruchungsgrad unabhängig von der Spannungshöhe anzusetzen. Schwindeinflüsse können in den ersten Wochen der Betonerhärtung vernachlässigt werden.

In den Berechnungen wurden mit dem Werkstoffmodell der Betonerhärtung Temperatur- und Hydratationsgradfelder nach der Methode der FEM mit einem PC-Programm sowohl für die eigenen Eigenspannungsversuchskörper als auch für typische Anwendungen ermittelt. Mit diesen Temperatur- und Hydratationsgradfeldern wurden die Spannungen für den einfachen Zugstab, für den gezwängten Stab sowie für den eigenspannungsbeanspruchten Querschnitt bei instationärem Temperatur- und Werkstoffverhalten berechnet. Grundlage der Eigenspannungsermittlung ist ein Lamellenansatz /94/, der linear elastisches Werkstoffverhalten zugrundelegt. Dieser mußte erweitert werden, um das viskoelastische Verhalten und die Elastoplastizität des Nachbruchverhaltens des jungen Betons zu erfassen. Es wurde ein PC-Programm entwickelt, das die Spannungsgeschichte, die Entlastungsvorgänge und die Überlagerung von Zwang- und Eigenspannungen berücksichtigt.

Zusammenfassend läßt sich sagen, daß zur Überprüfung von Temperaturspannungen und der Reißgefahr in massigen Betonbauteilen in Ergänzung zu den Temperaturfeldern die Spannungsberechnung mit zeitlich veränderlichen mechanischen Eigenschaften erforderlich ist. Dazu ist es unerläßlich, die explizite Wärmeentwicklungsfunktion der vorgesehenen

Betonzusammensetzung und einige wesentliche Werkstoffkennwerte (Zugfestigkeit, E-Modul) a priori experimentell zu ermitteln.

Die Komplexität der Zusammenhänge und der hier gewählte Lösungsweg sind im abgebildeten Strukturdiagramm (Abb. 10.1) ersichtlich. Es werden die Einflußgrößen und deren Zuordnung im Berechnungsschema sowie deren Kopplung im Stoffmodell dargestellt.

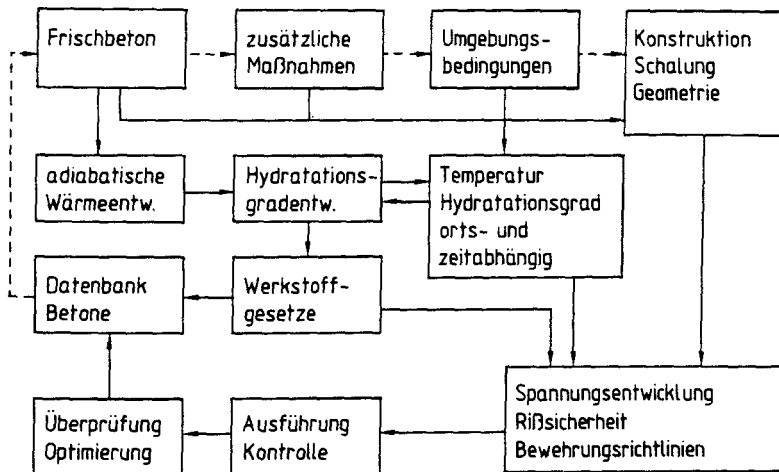


Abb. 10.1: Strukturdiagramm des Werkstoffmodells und dessen Anwendung

Die Gültigkeit der Hypothese, daß alle mechanischen und rheologischen Eigenschaften als Funktionen des Hydratationsgrades dargestellt werden können, wurde in der vorliegenden Arbeit für einen Beton bestimmter Zusammensetzung bestätigt. Zur Erhärtung dieser Hypothese sind jedoch weitere Versuche und Berechnungen aus der Bandbreite der relevanten Werkstoffe und Bauteilbedingungen erforderlich, die dann in eine Datenbank der Werkstoffe einfließen sollte. Besonderes Augenmerk ist auf die im Bauwerk wirksame Zugfestigkeit und deren statistische Verteilung sowie auf das rheologische Verhalten unter hohen Beanspruchungen zu richten.

Das hier vorgestellte Modell wurde für eindimensionale Beanspruchungen konzipiert. Die Erweiterung auf mehrdimensionale Probleme erfordert entsprechend Stoffgesetze für räumliche Zustände mit u.a. Angaben über die Reißrichtungen. Es sind dazu elasto-plastische Werkstoffmodelle mit isotroper und kinematischer Ver- und Entfestigung mit nichtassozierten Fließregeln zu entwickeln.

Die Praxis verlangt für den Entwurf gewöhnlicher Bauwerke einfache Regeln zur Vorhersage des Reißrisikos und zur Festlegung der erforderlichen Mindestbewehrung. Durch eine Parameterstudie von Zwang- und Eigenspannungsberechnungen mit dem hier vorgestellten Modell kann das Reißrisiko und die Mindestbewehrung abgeschätzt werden.

11. LITERATUR

- /1/ ACI - Committee 209
Effects of Concrete Constituents, Environment and Stress on Creep and Shrinkage of Concrete; American Concrete Institute, Detroit, 1971
- /2/ ACI - Committee 209
Prediction of Creep, Shrinkage and Temperature Effects in Concrete Structures, ACI-Publication SP-76-10; American Concrete Institute, Detroit, 1982
- /3/ Ackermann, G.; Beutner, M.
Theorie der Viskoelastizität; Schriftenreihe der Bauforschung, Deutsche Bauinformation, Berlin, 1972
- /4/ Alda, W.
Zum Schwingkriechen von Beton; Dissertation, TU Braunschweig, 1978
- /5/ Alexander, K.M.; Nurse, R.W.
The Relationship between Strength and the Composition and Fitness of Cement; Cement and Concrete Research, Vol. 2, Pergamon Press Inc., USA, 1972
- /6/ Alexanderson, J.
Strength losses in heat cured concrete; Swedish Cement and Concrete Research Institute, Proceedings No.43, Stockholm, 1972
- /7/ Bastgen, K.J.
Zum Spannungs- Dehnungs- Zeit- Verhalten von Beton. Relaxation, Kriechen und deren Wechselwirkung; Dissertation RWTH, Aachen, 1979
- /8/ Bažant, Z.P.; Panula, L.
Practical prediction of time-dependent deformations of concrete; Matériaux et constructions, Vol.11, No.65, Paris, 1978
- /9/ Bažant, Z.P.; Pijaudier-Cabot, G.
Measurement of characteristic length of nonlocal continuum; Journal of Engineering Mechanics, Vol. 115, No.4, April 1989
- /10/ Bažant, Z.P.; Chern, J.Ch.
Strain Softening with creep and exponential algorithm; Journal of Engineering Mechanics, Vol.111, No.3, 1985
- /11/ Bažant, Z.P. (Ed.)
Creep and shrinkage of concrete, mathematical modeling; RILEM 4th Int. Symp., Aug. 26.-29., Evanston, 1986
- /12/ Bennetti, Collings
High early strength concrete by means of very fine Portland Cement; Institute of Civil Engineers, Proceedings, 1969
- /13/ Bergström, S.G.
Lagrings temperatur, lagrings tid och betong-hall-fasthet; Cement- och Betoninstitutet, Stockholm, 1953

- /14/ Berlage, A.C.J.; Vos, Ch.J.; Breugel van, K.
Sterke ontwikkeling van verhardend beton; Faculteit der Civiele Techniek, TU Delft, 1987
- /15/ Bernander, M.
Temperature stresses in early age concrete due to hydration; RILEM - International Conference on Concrete of Early Ages, Paris, 1982
- /16/ Boltzmann, L.
Zur Theorie der elastischen Nachwirkungen; Annalen der Physik und Chemie, Ergänzungsband 7, S.624 ff., Wien, 1876
- /17/ Brameshuber, W.
Bruchmechanische Eigenschaften von jungem Beton; Dissertation, Universität Karlsruhe, Heft 5, Karlsruhe, 1988
- /18/ Breitenbücher, R.
Zwangsspannungen und Rißbildung infolge Hydratationswärme; Dissertation, TU München, 1989
- /19/ Breugel van, K.
Artificial cooling of hardening concrete; Research rep. 5-80-9, Delft University of Technology, 1980
- /20/ British Code of Practice for the Structural Use of Concrete, CP 110, 1972
- /21/ Bröring, G.
Entwicklung, Anpassung und Implementierung von numerischen Verfahren zur Ermittlung von Hydratationsfortschritt und Temperatur in 2-dimensionalen jungen Betonstrukturen mit Hilfe der FEM-Methode; Studienarbeit, Baustofftechnologie, TU Braunschweig, 1989
- /22/ Bronstein, L.N.; Semendjajew, K.A.
Taschenbuch der Mathematik; Harri Deutsch, Zürich, Frankfurt/M., 1970
- /23/ Brooks, J.J.; Neville, A.M.
Relaxation of Stress in Concrete and its Relation to Creep; ACI - Journal 73, Detroit, 1976
- /24/ Brown, C.B.
Models for concrete stiffness with full and zero contiguity; Cement and Concrete Association, The Structure of Concrete, William Clowes and Sons, London, Beccles, 1968
- /25/ Budelmann, H.
Zum Einfluß erhöhter Temperatur auf Festigkeit und Verformung von Beton mit unterschiedlichem Feuchtegehalt; Dissertation, TU Braunschweig, 1987
- /26/ Buil, M.; Baron, J.
Le Retrait Autogene de La Pat de Ciment durcissante; 7th International Congress on the Chemistry of Cement, Paris, 1980

- /27/ Byfors, J.
The age-dependence of concrete creep on early ages; RILEM
International Conference on Concrete of Early Ages, Paris, 1982
- /28/ Byfors, J.
Plain concrete at early ages; Swedish Cement and Concrete
Institute, Stockholm, 1980
- /29/ Catharin, P.
Hydratationswärme und Festigkeitsentwicklung; Zement und Beton,
22.Jahrgang, Heft 4, 1977
- /30/ CEB - FIP
Model Code for Concrete Structures; Comité Européen du Béton-
Fédération Internationale de La Précontrainte, CEB Bulletin No.
124/125 - E, Paris, 1978
- /31/ Copeland, Kantro, Verbeck
Chemistry of Hydration of Portland Cement; Chemistry of Cement,
Proceedings of the Fourth International Symposium, Paper IV-3,
Washington, 1960
- /32/ Creath, K.
Phase-shifting speckle interferometry; Applied optics; Vol.24,
No.18, 1985
- /33/ DBV - Merkblatt
Begrenzung der Ribbildung im Stahlbeton- und Spannbetonbau;
Deutscher Beton-Verein, Wiesbaden, 1986
- /34/ DIN 1045
Beton und Stahlbeton, Bemessung und Ausführung; Beuth Verlag,
Berlin, 1988
- /35/ DIN 1048
Prüfverfahren für Beton, Frischbeton, Festbeton gesondert her-
gestellter Probekörper; Beuth Verlag, Berlin, 1978
- /36/ DIN 1072
Straßen- und Wegbrücken, Lastannahmen; Beuth Verlag, Berlin,
1985
- /37/ DIN 1164
Portland-, Eisenportland-, Hochofen- und Traßzement; Beuth Ver-
lag, Berlin, 1978
- /38/ DIN 4227
Spannbeton, Bauteile aus Normalbeton mit beschränkter oder vol-
ler Vorspannung; Beuth Verlag, Berlin, 1985
- /39/ Dischinger, F.
Untersuchungen über die Knicksicherheit, die elastische Verfor-
mung und das Kriechen des Betons bei Bogenbrücken; Bauingeni-
eur, Heft 33-36,39,40, 1937
- /40/ Eibl, J.; Waubke, N.V.; Klingsch, W.; Schneider, U.; Rieche, G.
Studie zur Erfassung spezieller Betoneigenschaften im Reaktor-
behälterbau; Deutscher Ausschuß für Stahlbetonbau, Heft 237,
Berlin, 1974

- /41/ Eibl, J.; Iványi, G.
Studie zum Trag- und Verformungsverhalten von Stahlbeton; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, H. 260, 1976
- /42/ Eligehausen, R.; Sawade, G.
Arbeitsbericht zum Forschungsvorhaben Verhalten von zugbeanspruchtem Beton mit hohem Dehnungsgradienten; Inst. f. Werkstoffe im Bauwesen, Universität Stuttgart, 1985
- /43/ Emborg, M.
Temperature stresses in massive concrete structures; Licentiate thesis 1985:011 L, Lulea University, Sweden, 1985
- /44/ Falkner, H.
Zur Frage der Ribbildung durch Eigen- und Zwängspannungen infolge Temperatur in Stahlbetonbauteilen; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 208, Berlin, 1969
- /45/ Falkner, H. (Edt)
Thermal effects in concrete structures; Comité Euro-International du Beton, Paris, 1983
- /46/ Freiesleben, H.; Hansen P.; Pedersen, E.J.
Maleinstrument til Kontrol af befors haerding; Nordisk Beton, No.1, pp.21-25, Stockholm, 1977
- /47/ Gertis, K.; Werner, H.
Energetische Kopplung von Feuchte- und Wärmeübertragung an Außenflächen; Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 258, Berlin, 1976
- /48/ Giesecke, J.
Berechnung von Wärmespannungen in Massenbetonbauwerken bei linear veränderlichem Elastizitätsmodul; Der Bauingenieur, 43, Nr.10, S.371/378, Stuttgart, 1968
- /49/ Glücklich, J.
The effect of microcracking on time-dependent deformations and the long-term strength of concrete; Cement and Concrete Association, The Structure of Concrete, William Clowes and Sons, London, Beccles, 1968
- /50/ Gopalaratnam, V.S.; Shah, S.P.
Softening Response of Plain Concrete in Direct Tension; Technological Institute, Northwestern University, Evanston, Illinois, 1984
- /51/ Grube, H.
Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton; Konstruktion und Ausführung wasserundurchlässiger Bauwerke aus Stahlbeton und Spannbeton, die abdichtende und statische Funktion zugleich haben; Otto Elsner Verlag, 1982
- /52/ Günzler, J.
Mechanische Eigenschaften von jungem Beton im Gleitbau; Bauplanung Bautechnik, Heft 24, 1970

- /53/ Haas, W.
Über ein für die EDV geeignetes Verfahren zur Erfassung des Kriechens und Schwindens von Beton; Dissertation, Universität Stuttgart, 1974
- /54/ Hamfler, H.
Berechnung von Temperatur-, Feuchte- und Verschiebungsfeldern in erhärtenden Betonbauteilen nach der Methode der finiten Elemente; Beuth Verlag GmbH, Deutscher Ausschuß für Stahlbeton; Heft 395; Berlin, 1988
- /55/ Hansen, T.C.
Creep and stress relaxation on concrete; Cement- och Betoninstitutet, Handling Nr.31, Stockholm, 1956
- /56/ Hansen, T.C.
Theories of multi-phase materials applied to concrete, cement mortar and cement paste; Cement and Concrete Association, The Structure of Concrete, William Clowes and Sons, London, Beccles, 1968
- /57/ Hanson, J.A.
A 10- Year Study of Creep Properties of Concrete; U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation, Denver, Colorado, 1953
- /58/ Henning, W.
Zwangrößbildung und Bewehrung von Stahlbetonwänden auf steifen Unterbauten; Dissertation TU Braunschweig, 1987
- /59/ Hillerborg, A.
Fracture Mechanics Concepts Applied to Moment Capacity and Rotational Capacity of Reinforced Concrete Beams; International Conference on Fracture of Concrete and Rock, Wien - Div. of Building Materials, Lund Institute of Technology, Schweden, 1988
- /60/ Hordijk, D.A.; Reinhardt, H.W.; Cornelissen, H.A.W.
Fracture Mechanics Parameters of Concrete from Uniaxial Tensile Tests as Influenced by Specimen Length; International Conference on Fracture of Concrete and Rock, Huston, Texas, 1987
- /61/ Hummel, A.; Wesche, K.; Brand, W.
Der Einfluß der Zementart, des Wasser- Zement- Verhältnisses und des Belastungsalters auf das Kriechen von Beton, Schriftenreihe Deutscher Ausschuß für Stahlbeton, Heft 146; Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1962
- /62/ Hundt, J.
Wärme- und Feuchtigkeitsleitung in Beton unter Einwirkung eines Temperaturgefälles; DAFStB, Heft 256, 1975
- /63/ Johnston, C.D.
Strength and deformation of concrete in uniaxial tension and compression; Magazine of Concrete Research 22, 1970

- /64/ Jonasson, J.E.
Slip form construction - calculation for assessing protection against early freezing; Swedish Cement and Concrete Research Institute; Stockholm, No. 4, 1984
- /65/ Karl, S.; Becker, F.
Zur Entwicklung mechanischer Eigenschaften im Frühstadium der Erhärtung; Beton, September, 1976
- /66/ Kasai, Y.; Yokohama, K.; Matsui, I.
Tensile Properties of Early-Age Concrete; International Conference on Mechanical Behavior of Materials, The Society of Materials Science, Vol.4, Japan, 1972
- /67/ Kehlbeck, F.
Einfluß der Sonnenbestrahlung auf Brückenbauwerke; Werner-Verlag, Düsseldorf, 1975
- /68/ Klopfer, H.
Wassertransport durch Diffusion in Feststoffen; Bauverlag GmbH, Wiesbaden / Berlin, 1974
- /69/ König, G.
Berechnen und gezieltes Begrenzen von Ribbreiten im Stahlbeton und Spannbeton. Vortrag auf dem Deutschen Betontag 1985; Deutscher Betonverein, Wiesbaden, 1986
- /70/ Komloš, K.
Tensile strength investigation of fresh and hardening concrete; RILEM Symposium, Trondheim, 1964
- /71/ Kondo, R.; Ueda, S.
Kinetics of hydration of cements; Proc. 5th Int. Congr. Chem. Cement, Vol.II, S.203-248, Tokyo, 1968
- /72/ Krenkler, K.
Chemie des Bauwesens, Band 1: Anorganische Chemie; Springer Verlag, Berlin - Heidelberg - New York, 1980
- /73/ Krischer, O.
Die wissenschaftlichen Grundlagen der Trocknungstechnik; Springer - Verlag, Berlin / Heidelberg / New York, 1956
- /74/ Kühl, H.
Zement - Chemie, Bände I, II und III; Berlin, 1956
- /75/ Laube, M.
Crack control for young concrete; RILEM Technical Committee 119 TCE, München, 1989 (oral contribution)
- /76/ Laube, M.
Werkstoffgesetze für jungen Beton; Forschungsarbeiten 1984 - 1989; Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1989
- /77/ Lew, Richard, Clifton
Mechanical Properties of Concrete in Early Ages; National Bureau of Standards, Center for Building Technology, Institute of Applied Technology, 19p, Washington D.C., 1976

- /78/ Locher, F.W.
Erstarren und Anfangsfestigkeit von Zement; Zement-Kalk-Gips,
Forschung-Herstellung-Verwendung, Bauverlag GmbH, Wiesbaden,
1973
- /79/ Maatjes, E.; Breugel van, K.
Temperatur- en Sterkteontwikkeling a Verhardend Beton; Cement,
1986, Nr. 5, S. 44 - 52
- /80/ Malhotra, V.M.
Maturity concept and the estimation of concrete strength - a
review; Dep. of Energy, Mines and Resources, Mines Branch
Information Circular, Ottawa, 1971
- /81/ Marx, W.
Berechnung von Temperatur und Spannung in Massenbeton infolge
Hydratation; Dissertation, Universität Stuttgart, 1987
- /82/ McHenry, D.
A new Aspect of Creep in Concrete and its Application to
Design; Proceedings ASTM 43, pp.1069 ff., 1943
- /83/ Metha, P.K.
Concrete Structure, Properties and Materials; Prentice - Hall,
Inc., New Jersey, 1986
- /84/ Müller, H.S.
Zur Vorhersage des Kriechens von Konstruktionsbeton; Disserta-
tion, Universität Karlsruhe, 1986
- /85/ Neville, A.M.
Hardened Concrete : Physical and Mechanical Aspects; ACI
Monograph No.6, 1971
- /86/ Neville, A.M.
Properties of Concrete, 2. Edition; Pitman Publishing, London,
1973
- /87/ Nolting, E.H.
Zur Frage der Entwicklung lastunabhängiger Verformungen und
Wärmedehnzahlen junger Betone; Dissertation, Universität Hanno-
ver, 1989
- /88/ Nowacki, W.
Theorie des Kriechens, Lineare Viskoelastizität; Franz
Deuticke, Wien, 1965
- /89/ Paschmann, H.
Untersuchungen zum frühen Verformungsverhalten des Betons; Dis-
sertation, Aachen, 1988
- /90/ Popovics, S.
A Numerical Approach to the Complete Stress-Strain Curve of
Concrete; Cement and Concrete Research, Vol.3, S.583-599, 1973
- /91/ Powers, T.C.
A discussion of cement hydration in relation to the curing of
concrete; Portland Cement Association, Bulletin 25, 1948

- /92/ Powers, T.C.
Einige physikalische Gesichtspunkte zur Hydratation von Portlandzement; Zement - Kalk - Gips 14, Heft 3, S.82-87, Wiesbaden, 1961
- /93/ Powers, T.C.; Brownyard, T.L.
Studies on the physical properties of hardened portland cement paste; PCA Bull.22, 1948
- /94/ Pusch, U.
Spannungen, Verformungen und Rißbildung bewehrter Betonbauteile bei tiefen Temperaturen; Dissertation, TU Braunschweig, 1989
- /95/ Rastrup, E.
Heat of hydration in concrete; Magazine of Concrete Research 6, 1954
- /96/ Reinhardt, H.W.; Cornelissen, H.A.W.
Post-peak cyclic behavior of concrete in uniaxial tensile and alternating tensile and compressive loading; Cement and Concrete Research; Vol.14; S.263-270, 1984
- /97/ Reinhardt, H.W.
Verhalten des Betons im verformungsgesteuerten axialen Zugversuch; Gallus Rehm zum 60. Geburtstag, Fortschritte im konstruktiven Ingenieurbau, Verlag Ernst u. Sohn, 1984
- /98/ Reinhardt, H.W.
Zur Kombination Bruchmechanik, Beton, Wärmespannungen; Materialprüf.16; Nr.6, 1974
- /99/ Richartz, W.
Einfluß des K_2O - Gehalts und des Sulfatierungsgrads auf das Erstarren und Erhärten des Zements; Zement - Kalk - Gips 39, Heft 12, S.678-687, Wiesbaden, 1986
- /100/ Rilem
International Conference on Concrete of Early Ages; École Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1982
- /101/ Röhling, S.; Nietner, M.
A microstructure-based model for the description of properties of hardened concrete; RILEM Technical Committee 119 (TCE), München, 1989 (oral presentation)
- /102/ Röhring, J.; Lindell, M.
Maturity growth of Swedish Ordinary and Rapid Hardening Portland Cement; Division of Structural Engineering, Technical University, Lulea, 1987
- /103/ Ross, A.D.
Concrete Creep Data; The Structural Engineer, Vol.15, No.8, S.314-326, 1937
- /104/ Rostásy, F.S.; Ranisch, E.-H.
Altersabhängige Beziehung zwischen der Druck- und Zugfestigkeit von Beton; Bauwerkszugfestigkeit; Forschungsauftrag V 249 DAFStb, IBMB, TU Braunschweig, 1988

- /105/ Rostásy, F.S.
Baustoffe, Lehrbuchreihe Architektur; Kohlhammer - Verlag
Stuttgart, Berlin, Köln, Mainz, 1983
- /106/ Rostásy, F.S.; Teichen, K.; Engelke, H.
Beitrag zur Klärung des Zusammenhanges von Kriechen und
Relaxation bei Normalbeton; Bericht der amtlichen Forschungs-
und Materialprüfungsanstalt für das Bauwesen Otto-Graf-Insti-
tut, Universität Stuttgart, 1971
- /107/ Rostásy, F.S.; Henning, W.
Rißbildung in dicken Betonbauteilen infolge Zwang, Bestimmung
der wirksamen Betonflächen und der erforderlichen Oberflächen-
bewehrung; Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz,
Forschungsbericht, TU Braunschweig, 1983
- /108/ Rostásy, F.S.; Alda, W.
Rissbildung und Dehnsteifigkeit von Stahlbetonstäben unter zen-
trischem Zwang; Amtl. Forschungs- und Materialprüfungsanstalt
für das Bauwesen, Stuttgart, 1975
- /109/ Rostásy, F.S.; Henning, W.
Rißbildung und Oberflächenbewehrung von Wänden auf steifen Un-
terbauten, Schwindbewehrung an Arbeitsfugen; Forschungsbericht,
Braunschweig, 1986
- /110/ Rostásy, F.S.; Alda, W.
Rißbreitenbeschränkung bei zentrischem Zwang von Stäben aus
Stahlbeton und Stahlleichtbeton; Beton- und Stahlbetonbau 72;
S.149-156, Braunschweig, 1977
- /111/ Rostásy, F.S.
Risse infolge Zwang und Eigenspannungen; Vortrag Deutscher
Betontag, Köln, 1985
- /112/ Rostásy, F.S.; Laube, M.; Hütterroth, D.
Temperaturmessungen und Spannungsermittlungen am Kriebertunnel
im Zuge der Neubaustrecke Hannover-Würzburg der Deutschen Bun-
desbahn; Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU
Braunschweig, 1985
- /113/ Rostásy, F.S.; Alda, W.
Untersuchung über das rheologische Verhalten von jungem Beton
unter einaxialer Zug- und Druckbeanspruchung; Versuchsbericht
der amtlichen Forschungs- und Materialprüfungsanstalt für das Bau-
wesen Otto-Graf-Institut, Stuttgart, 1976
- /114/ Rostásy, F.S.; Laube, M.
Zur laserinferiometrischen Vermessung der Rißprozeßzone des
Betonzugbruchs; Festschrift zum 60. Geb. R. Springenschmid,
n.n. ersch., München, 1990
- /115/ Rostásy, F.S.; Henning, W.
Zwang in Betonwänden auf Fundamenten, Textteil; Institut für
Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, TU Braunschweig, 1988
- /116/ Rostásy, F.S.; Henning, W.
Zwang in Stahlbetonwänden auf Fundamenten; TU Braunschweig,
1989

- /117/ Rostásy, F.S.; Henning, W.
Zwang und Oberflächenbewehrung dicker Wände; Beton- und Stahl-
betonbau, 4, S.108-113 und 5, S.134-136, 1985
- /118/ Rostásy, F.S.
Zwang und Rißbeschränkung bei Außenwänden aus Stahlleichtbeton;
Habilitationsschrift, Universität Stuttgart, 1975
- /119/ Rostásy, F.S.; Laube, M.
Experimental and analytical planing tools to minimize thermal
cracking of young concrete; RILEM International Workshop
"Testing during concrete construction", Mainz, 1990
- /120/ Rostásy, F.S.; Laube, M.
Richtlinien zur Mindestbewehrung - Auswertung von Bemessungs-
vorschlägen, Forschungsergebnissen und Erfahrungen; Institut
für Baustoffe, Brandschutz und Massivbau, TU Braunschweig, 1989
- /121/ Rostásy, F.S.; Laube, M.
Verformungsverhalten und Eigenspannungsrißbildung von jungem
Beton; Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz, For-
schungsbericht, TU Braunschweig, 1988
- /122/ Rüschi, H.; Jungwirth, D.
Stahlbeton - Spannbeton, Berücksichtigung der Einflüsse von
Kriechen und Schwinden auf das Verhalten der Tragwerke; Werner
Verlag, Düsseldorf, 1976
- /123/ Rüschi, H.; Jungwirth, D.; Hilsdorf, H.K.
Creep and shrinkage, their effect on the behavior of concrete
structures; Springer Verlag, New York, 1983
- /124/ Sadgrove, B.M.
The early development of strength in concrete; CIRIA Technical
Note 12, 1970
- /125/ Sargin, M.
Stress - Strain Relationships for Concrete and the Analysis of
Structural Concrete Sections; Solid Mechanics Division, Study
No.4, University of Waterloo, Ontario, 1971
- /126/ Saul, A.G.A.
Principles underlying the steam curing of concrete at
atmospheric pressure; Magazine of Concrete Research, 1951
- /127/ Schaper, G.
Stahlbetonplatten unter Last- und Zwangsbeanspruchung - Berech-
nung des zeitabhängigen Verhaltens bei Berücksichtigung der
Rißbildung; Dissertation, Bericht Nr.78-29, Institut für
Statik, TU Braunschweig, 1978
- /128/ Schneider, K.J.
Schneider Bautabellen 4.Auflage; Werner Ingenieur Texte,
Düsseldorf, 1976
- /129/ Shah, S.P.
Parameters for constitutive modeling; RILEM-CEB International
Conference on Concrete under Multiaxial Conditions, Toulouse,
1984

- /130/ Shank, J.R.
The Plastic Flow of Concrete; Ohio State University Eng. Exp.
Sta. Bull. No.91, 1935
- /131/ Sinha, B.P.; Gerstle, K.H.; Tulin, L.G.
Stress-strain relations for concrete under cyclic loading;
J.ACI 61, No.2, pp.195-211, 1964
- /132/ Springenschmid, R.; Fleischer, W.
Stäbenbeton unter dem Einfluß von Temperatur und Feuchtigkeit;
Baustoffinstitut, TU München, 1989
- /133/ Springenschmid, R.; Nischer, P.
Untersuchungen über die Ursache von Querrissen im jungen Beton;
Beton- und Stahlbetonbau, 68, Nr.9, S.221/226, 1973
- /134/ Straub, L.G.
Plastic Flow in Concrete Arches; Proceedings ASCE, Vol.95, 1931
- /135/ Täljsten, B.
Temperature development maturity growth for Ord. Swedish
Portland Cement Type II; Division of Structural Engineering,
Technical University of Technology, Diploma Work, 1987
- /136/ Taplin, J.M.
A method for following the hydration reaction in Portland
Cement paste; Aust. I. Appl. S. 10, 1959
- /137/ Task group thermal effects
Thermal effects in concrete structures; Comité Euro-
International du Béton, 1983
- /138/ Thomas, T.W.
Modulus of Elasticity of Concrete at Early Ages; ACI-Journal,
Vol. 32, No. 7, 1961
- /139/ Verbeck, G.
Cement Hydration Reactions at early Ages; Development
Laboratories, 1965
- /140/ Verbeck, G.J.; Helmuth, R.H.
Principal paper. Structures and physical properties of cement
paste; Chemistry of Cement, Fifth International Symposium,
Tokyo, 1968
- /141/ Wagner, O.
Das Kriechen unbewehrten Betons, Deutscher Ausschuß für Stahl-
beton, Heft 131; Verlag Ernst & Sohn, Berlin, 1958
- /142/ Weigler, H.; Karl, S.
Junger Beton / Beanspruchung - Festigkeit - Verformung; For-
schungsberichte aus dem Institut für Massivbau, Nr.20, TH Darm-
stadt, 1974
- /143/ Weigler, H.; Karl, S.
Kriechen des Betons bei frühzeitiger Belastung; Betonwerk und
Fertigteil-Technik, Heft 9, 1981

- /144/ Wesche, K.
Baustoffe für tragende Bauteile, Band 2: Beton; Bauverlag GmbH,
2. Auflage, 1981
- /145/ Wickström, U.
TASEF 2 - A computer program for temperature analysis of
structures exposed to fire; Lund Institute of Technology,
Department of Structural Mechanics, Report No.79-2, Lund,
Schweden, 1979
- /146/ Wierig, H.-J.
Eigenschaften von "Grünem, Jungem" Beton, Druckfestigkeit -
Verformungsverhalten - Wasserverdunstung; beton, 18, Nr.3,
S.94/101, Hannover, 1968
- /147/ Wierig, H.J.
Einige Beziehungen zwischen den Eigenschaften von grünen und
jungen Betonen und denen des Festbetons; beton, 11 und 12,
pp.445-448, 487-490, Hannover, 1971
- /148/ Wierig, H.-J.
Kriechen und Relaxation / Verhalten von jungem Beton; beton 1,
Hannover, 1988
- /149/ Wierig, H.J.; Gollasch, E.
Untersuchungen über das Verformungsverhalten von jungem Beton;
Mitteilungen aus dem Institut für Baustoffkunde und Material-
prüfung, Heft 47, Universität Hannover, 1982
- /150/ Wischers, G.
Einfluß einer Temperaturänderung auf die Festigkeit von Zement-
stein und Zementmörtel mit Zuschlagstoffen verschiedener Wärme-
dehnung; Dissertation RWTH Aachen, Düsseldorf, 1961
- /151/ Wischers, G.
Zement-Taschenbuch 1984; Bauverlag, Düsseldorf, 1984
- /152/ Wittmann, F.; Zaitsev, J.
Verformung und Bruchvorgang poröser Baustoffe bei kurzzeitiger
Belastung und Dauerlast; DAFStB, Heft 232, 1974
- /153/ Wittmann, F.H.
Grundlagen eines Modells zur Beschreibung charakteristischer
Eigenschaften des Betons; DAFStB, Heft 290, 1977
- /154/ Wössner, G.
Instationäre Temperatur- und Spannungsfelder in einer Platte
infolge zeitlich variabler Aufheizung bzw. Abkühlung eines an-
grenzenden Fluids bei endlichem Wärmeübergang; Dissertation,
Universität Stuttgart, 1970
- /155/ Yankelevsky, D.Z.; Reinhardt, H.W.
Response of plain concrete to cyclic tension; ACI Materials
Journal Sept./ Okt., 1987
- /156/ Zeitler, W.
Untersuchungen zu Temperatur- und Spannungszuständen in Beton-
bauteilen infolge Hydratation; Dissertation, TH Darmstadt, 1983

- /157/ Ziegeldorf, S.; Müller, H.S.; Plöhn, J.; Hilsdorf, H.K.
Autogenous shrinkage and crack formation in young concrete;
RILEM - International Conference on Concrete of Early Ages,
Paris, 1982
- /158/ Zienkiewicz, O.C.
The Finite Element Method, Third Edition; Mc Graw-Hill; London,
1977
- /159/ ZTV Beton 88
Zusätzliche technische Vorschriften und Richtlinien für den Bau
von Fahrbahndecken aus Beton; Bundesminister für Verkehr, Ab-
teilung Straßenbau, Bonn, 1988
- /160/ Petersson, P.-E.
Crack Growth and Development of Fracture Zones in Plain
Concrete and Similar Materials; Division of Building Materials,
Lund Institute of Technology, Report TVBM-1006, Sweden, 1981

LEBENS LAUF

16.05.1950	geboren in Vechta als Sohn des Justizbeamten Rudolf Laube und seiner Ehefrau Clara Laube, geb. Stuntenbeck
1957 - 1961	Besuch der Grundschule "Overbergschule" in Vechta
1961 - 1970	Besuch des "Gymnasium Antonianum" in Vechta
25.5.1970	Reifeprüfung
1970 - 1972	Soldat auf Zeit
1972 - 1981	Studium des Bauingenieurwesens an der Technischen Universität Braunschweig
29.07.1981	Diplomhauptprüfung
Jan. 1982 - Sept. 1983	Mitarbeiter in der Ingenieurberatung Morszeck, Hameln
seit Okt. 1983	Wissenschaftlicher Mitarbeiter im Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig
seit Sept. 1984	verheiratet mit Andrea Laube, geb. Windeler (Kinder: Jens Thomas, geb. 1985, Gerrit Christopher, geb. 1987, Armin Sebastian, geb. 1989)

Druck: Schmidt Buchbinderei & Druckerei
Hamburger Straße 267 · 3300 Braunschweig
Telefon: 05 31 / 33 75 89
Telefax: 05 31 / 34 44 49